UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PISA
Facoltà di Ingegneria
Corso di laurea in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA

ADEGUAMENTO SISMICO DEL VIADOTTO "ARENA S. ANTONIO" E DELLE RAMPE DELLO SVINCOLO "VOMERO"

RELATORI

Prof. Ing. Pietro CROCE

Ing. Daniele LUCCHESI

Candidato

Carmelo CERAVOLO

ANNO ACCADEMICO 2014-15

RIASSUNTO

Il presente lavoro, sviluppato in più fasi, si concentra su due argomenti cardini: la progettazione della nuova sovrastruttura del viadotto Arena S. Antonio e dei nuovi dispositivi di vincolo, l'adeguamento sismico dell'intero viadotto nella nuova configurazione ricavata dalla progettazione.

In una prima fase è stata affrontata la progettazione della sovrastruttura del viadotto. Effettuate alcune scelte preliminari come la sezione trasversale, la tipologia costruttiva (struttura in sezione mista acc-cls, con travi a parete piena, senza controvento inferiore), lo schema statico (trave continua su più appoggi), lo schema dei giunti tecnici e il nuovo layout dei dispositivi di vincolo, mirando l'attenzione sul tratto in rettilineo, si è passati ad un dimensionamento di massima dell'impalcato. Questo, ci ha permesso successivamente di affrontate le opportune analisi sui relativi modelli scelti (uno per ogni singolo effetto presente: locale e globale) ed infine le opportune verifiche, considerando le fasi costruttive caratteristiche del sistema misto.

Nella seconda fase è stato affrontato l'adeguamento sismico dell'intera opera aggiornata con il nuovo impalcato, mentre per le rampe lo stato attuale rimane anche di progetto, variando per essi solo gli elementi accessori. Mediante la strategia dell'isolamento sismico (isolatori elastomerici LRB) e l'adozione di una incamiciatura in c.a. alle pile, la struttura è stata adeguata e protetta da futuri eventi sismici di progetto, lasciando inoltre invariate le fondazioni indirette. Nel raggiungere l'obiettivo è stato affrontato il dimensionamento dei dispositivi con il relativo controllo del centro di massa e delle rigidezze, è stata definita l'azione sismica mediante gli accelerogrammi spettrocompatibili e i relativi gruppi, è stata eseguita un analisi dinamica non lineare su un modello FEM 3D rappresentativo delle caratteristiche geometriche, meccaniche ed inerziali dell'opera. Infine, preso il telaio 5 come riferimento sono state effettuate le opportune verifiche.

Nella terza, ed ultima, fase è stata sviluppata l'esecuzione dei lavori, il piano dei cantieri, la loro successione, gli interventi per ogni cantiere con fasi e sottofasi incluso lo smontaggio e il montaggio dell'impalcato, la sostituzione dei dispositivi e gli interventi di adeguamento per le rampe. Infine, dato che il viadotto è sottoposto giornalmente ad ingenti flussi di traffico è stata organizzata la viabilità provvisoria da rispettare durante l'esecuzione dei lavori previsti, favorendo la percorribilità anche parziale dell'opera.

INDICE

1 INTRODUZIONE

1.1 Presentazione del problema

L'oggetto del presente studio è il viadotto Arena S. Antonio e le rampe dello svincolo Vomero situati a ridosso della città di Napoli, appartenenti all'autostrada A56 che collega Capodichino con l'area flegrea di Pozzuoli. Essa costituisce l'attraversamento urbano principale della città.

Il viadotto, rappresenta uno dei tanti esempi di costruzione concepiti e realizzati quando in Italia non era diffusa la vulnerabilità sismica sul territorio nazionale come è presente allo stato attuale. Basti pensare alla situazione in termini di classificazione sismica presente in Italia in quel periodo, dove la maggior parte del territorio nazionale non era classificato come viene riportato nella seguente figura [1]. Esso è stato progettato e realizzato tra la fine degli anni sessanta e gli inizi degli anni settanta nel pieno rispetto della normativa vigente di quel periodo (Reggio Decreto n.2229 del 16.11.1939 e circolare n.1472 del 1957) la quale, infatti, non teneva minimamente conto della valutazione sismica delle strutture.

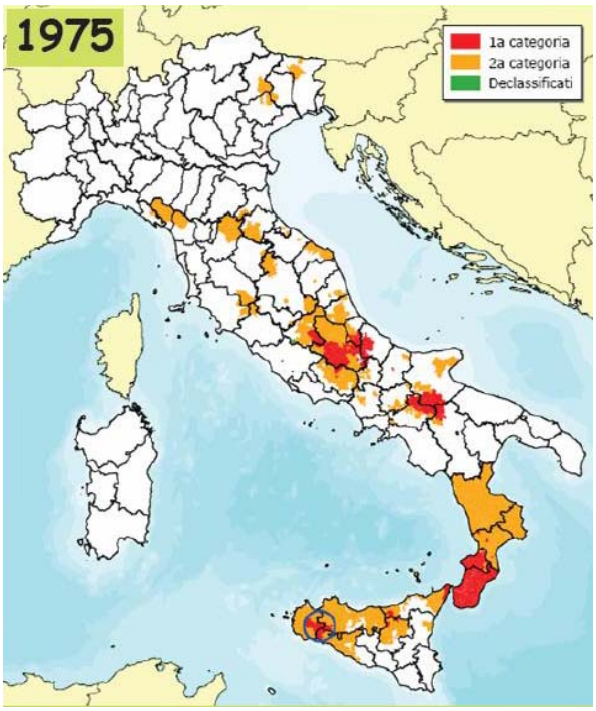


Figura 1-1: Classificazione sismica nel 1975

L’obiettivo è quello di sottoporre la struttura in oggetto ad un’adeguata analisi e scegliere la strategia più opportuna di adeguamento al fine di difenderla da futuri eventi sismici. Inoltre, su richiesta del committente, è stata affrontata la progettazione di un nuovo impalcato per il solo viadotto, mentre per le rampe lo stato attuale rimane anche di progetto, sostituendo per queste solo gli elementi accessori (guard-rail, rete di protezione, pavimentazione, impermeabilizzazione) e prevedendo dei marciapiedi su entrambi i lati, non presenti all’epoca del progetto originario.

In linea generale la progettazione di un ponte ex-novo ha inizio dalla progettazione stradale. L’elemento principale di interazione tra le due progettazioni riguarda la sezione trasversale in sede naturale della strada che si particolarizza sul ponte (definita sede artificiale). Per quanto possibile, è necessario che la sezione corrente della strada prosegua, per motivi di sicurezza e confort, con modeste modifiche anche in corrispondenza del ponte. Il DM 5/11/2001 regola la geometria stradale sia in sede naturale, prescrivendo diverse tipologie di sezioni, che in sede artificiale (capitolo 4) fornendo diverse prescrizioni: altezza libera per sovrapassi e sottopassi, posizione delle pile nei cavalcavie, dispositivi di ritenuta stradali, marciapiedi, etc.

Per quanto riguarda gli interventi di adeguamento dei ponti esistenti, in generale, essi possono riguardare un’adeguamento in termini strutturali, quindi di nuovi carichi, ma anche un adeguamento in termini geometrici ovvero delle caratteristiche geometriche (sezione trasversale dell’impalcato).

In tale sede è stato previsto soltanto un adeguamento in termini di carichi, in particolare quelli non sismici per la progettazione della nuova sovrastruttura del viadotto e quelli sismici per la vulnerabilità delle pile al sisma di progetto. Per l’impalcato in esame, inoltre, è stata prevista una variazione della tipologia costruttiva e dello schema strutturale; più precisamente l’adozione di un sistema alternativo rispetto a quello esistente: da travi semplicemente appoggiati in c.a.p. a trave continua in sistema misto acciaio-cls. Rimane inalterata la dimensione trasversale della sezione a causa della continuità con le rampe esistenti e con il resto della tangenziale. L’opera in esame prevede sempre la realizzazione di due impalcati, strutturalmente indipendenti, uno per ogni senso di marcia.

La variazione dello schema strutturale, da travi semplicemente appoggiati a trave continua, migliora il confort e la sicurezza degli utenti e determina un nuovo schema per i giunti sismici. Tale schema, per un miglior comportamento sotto sisma della struttura, prevede dei giunti in corrispondenza delle spalle e delle pile 6 e 13 (dividendo così il viadotto in due tratti curvilinei e uno rettilineo) ed infine in corrispondenza delle pile 34 e 31, punti di collegamento tra viadotto e rampe. Si noti che i tratti finali delle rampe saranno così solidarizzati alla sovrastruttura del viadotto costituendo insieme ad esso una nuova configurazione dell'impalcato (Figura 1-2).

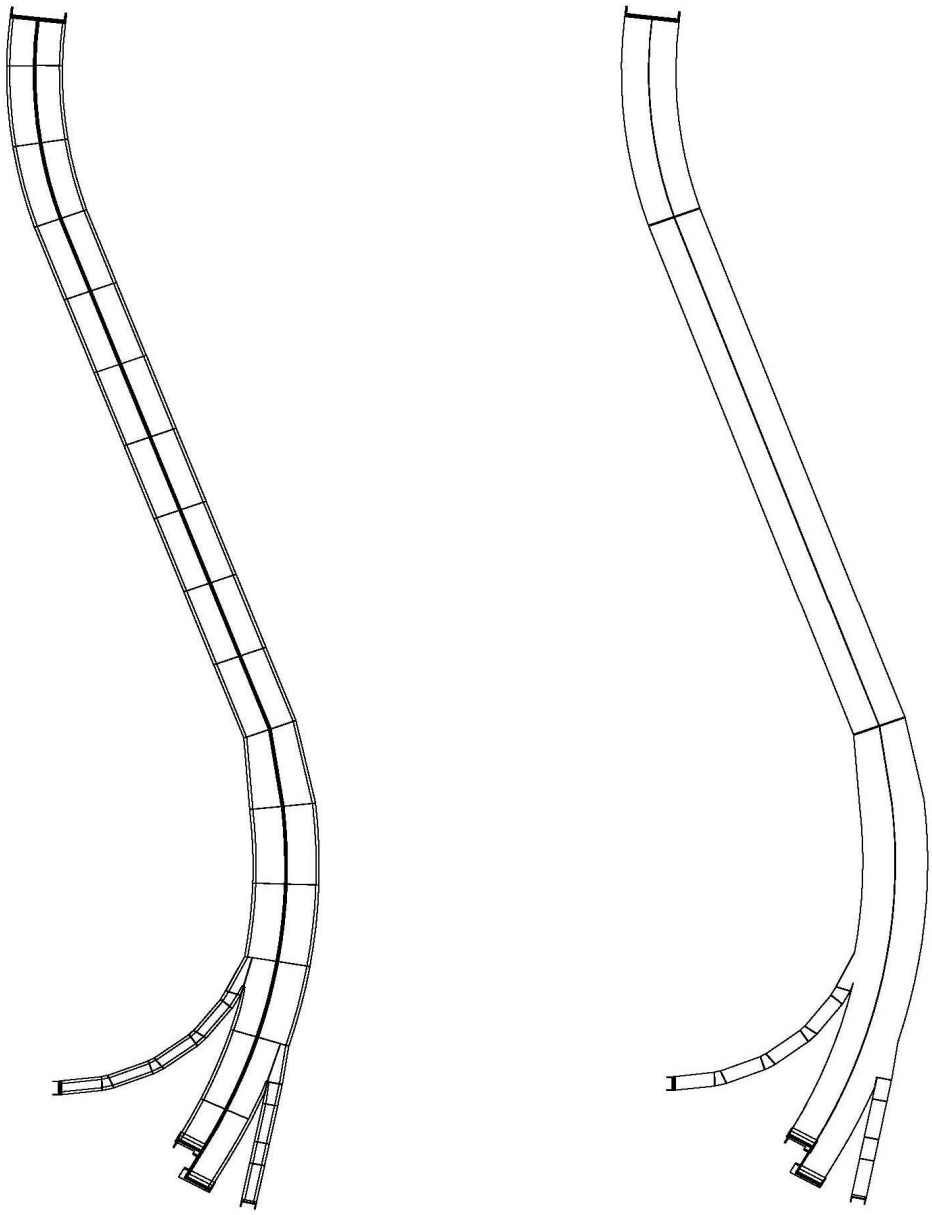


Figura 1-2: Giunti allo stato attuale e di progetto

Riepilogando, oggetto del presente studio è l'analisi statica (per carichi non sismici) della sovrastruttura relativa al viadotto; più precisamente la progettazione ha riguardato il tratto in rettilineo compreso tra la pila 6 e la pila 13 (Figura 3-10). Successivamente è stato affrontato l'adeguamento sismico dell'intera opera nella nuova configurazione: sottostruttura del viadotto e delle rampe allo stato attuale, sovrastruttura e dispositivi di vincolo nuovi per il viadotto, sovrastruttura per le rampe originaria con la sola sostituzione degli elementi accessori. Infine sono stati previsti i vari cantieri in successione per l'esecuzione dei lavori, con il relativo elenco degli interventi da eseguire comprensivo di smontaggio e montaggio impalcato e dei relativi dispositivi, nonchè il piano della viabilità provvisoria che si avrà in concomitanza con l'esecuzione dei lavori.

In prosieguo, con "dx" o "sx" si intenderà destra o sinistra rispetto alla direzione presa come riferimento ovvero quella che va dallo svincolo "Vomero" (zona rampe) a "Capodichino" (l'altra estremità).

1.2 Contenuto della tesi

La presente tesi si sviluppa in 6 capitoli. In questo capitolo si presenta il problema affrontato descrivendo l'ambito in cui si colloca e la sua importanza, gli obiettivi e il contenuto dell'intero lavoro. Nel secondo capitolo si vuole dare un panoramica generale dell'intera opera oggetto di studio, nel suo complesso ed allo stato attuale, in senso geometrico, delle caratteristiche dei materiali esistenti e dei dettagli costruttivi. Segue la progettazione del nuovo impalcato in sezione mista con nuovi materiali, l'analisi dei carichi e le combinazioni, la modellazione e l'analisi, ed infine le verifiche ad essa dedicate. Al capitolo 4, dopo un excursus sulla valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti e sulla progettazione sismica dei ponti (criteri generali da seguire, strategie varie e dispositivi antisismici previsti dalla normativa nazionale), viene trattato l'adeguamento sismico vero e proprio con i relativi carichi considerati (analisi dei carichi e combinazioni), dimensionamento di massima dei dispositivi antisismici, la modellazione, l'analisi ed infine il progetto e la verifica dei rinforzi. Nel capitolo 5 si sviluppa il piano di cantierizzazione e montaggio con la descrizione completa di ogni cantiere nel suo ordine cronologico, gli interventi e le operazioni da

eseguire all'interno di ogni singolo cantiere compreso le fasi di smontaggio e montaggio dell'impalcato, sostituzione dei dispositivi di vincolo con i dispositivi antisismici ed infine la definizione della viabilità provvisoria da rispettare durante l'esecuzione dei lavori.

Alla presente relazione sono allegati 18 elaborati grafici, 8 per lo stato attuale, 3 per lo stato intermedio e 7 per lo stato di progetto:

STATO ATTUALE

1. Planimetria e prospetti generali, sezioni tipo impalcato, sezione in asse appoggi, particolari
2. Profili longitudinali
3. Piante, viste e sezioni spalle e fondazioni viadotto, sezioni pulvini e pile viadotto
4. Piante, viste e sezioni impalcato, fondazioni e spalle rampa d'entrata. Sezioni travi, traversi e pile rampa d'entrata.
5. Piante, viste e sezioni impalcato, fondazioni e spalle della rampa uscita. Sezioni travi, traversi e pile rampa uscita.
6. Geometria pulvino e armatura pile allineamento 5
7. Armature pulvino allineamento 5
8. Geometria e armature fondazioni allineamento 5

STATO INTERMEDIO

1. Layout generale, planimetria e prospetti generali, sezioni tipo impalcato.
2. Planimetria ddv, giunti e zone armature, profilo longitudinale, sezione carpenteria soletta, dispositivi di vincolo e particolare staffe.
3. Prospetto carpenteria metallica, planimetria carpenteria metallica, sezioni impalcato, particolari vari.

STATO DI PROGETTO

1. Planimetria e prospetti generali
2. Profili longitudinali
3. Sezioni impalcato, sezioni travi e traversi, tracciato travi e traversi
4. Particolari e disposizione in pianta dei dispositivi antisismici
5. Geometria e armatura della pila 5 rinforzata

6. Piano cantierizzazioni 1/2
7. Piano cantierizzazioni 2/2

1.3 Normativa di riferimento e programmi di calcolo

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative:

1. Norme tecniche sulle costruzioni - NTC 2008 (DM 14-01-2008)
2. Circolare n. 617 del 2-2-2009
3. Eurocodici
    - EC 1 azioni
    - EC 2 strutture in calcestruzzo
    - EC 3 strutture in acciaio
    - EC 4 strutture composte acciaio-cls
    - EC 8 strutture in zone sismiche
4. CNR 10011/97 costruzioni in acciaio
5. CNR 10016/85 costruzioni composte acciaio-cls
6. ETAG 001 linee guida per il benestare tecnico europeo di ancoranti metallici da utilizzare sul c.a.

Per quanto riguarda la via sul ponte sono state seguite le prescrizioni contenute nelle seguenti normative:

- Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade (D.M. 5.11.2001)
- Catalogo generale delle barriere di sicurezza rigide e flessibili

Per le disposizioni vigenti sul cemento armato all'epoca della realizzazione dell'opera (1968), si fa riferimento alle seguenti normative:

- Reggio Decreto n 2229 del 16.11.1939 Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice o armato
- Circolare n 1472 del 1957 - Armature delle strutture in cemento armato

I programmi e i fogli di calcolo utilizzati sono di seguito elencati:

- Sap2000 v14.0.0 Advanced della Computers and Structures, Inc.

- Profili_V6 del Prof. P. Gelfi
- VcaSlu del Prof. P. Gelfi
- Foglio di calcolo per le sezioni rettangolari in c.a. – Dott. Ing. Simone Caffè
- Foglio di calcolo “Verifica bulloni e saldatura a cordone d’angolo NTC 2008” – Ing Romeo Aiello
- Foglio di calcolo sperimentale “Spettri di risposta” del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici
- Simqke del Prof. P. Gelfi
- C-FIX v1.19.0.4878 Versione database 2016.2.23.15.59 della Fisher Italia s.r.l
- Microsoft Excel v.2007

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA ALLO STATO ATTUALE

2.1 Descrizione geometrica dell'opera

Di seguito viene riportata la planimetria e i profili longitudinali dello stato attuale dell'intera opera e successivamente la descrizione del viadotto e delle rampe.

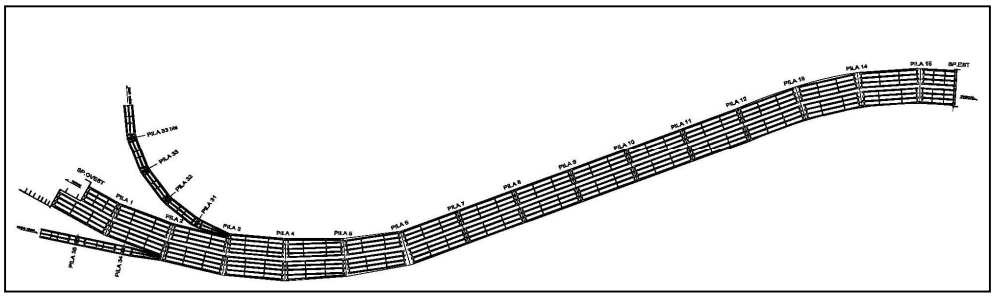


Figura 2-1: Planimetria viadotto e rampe

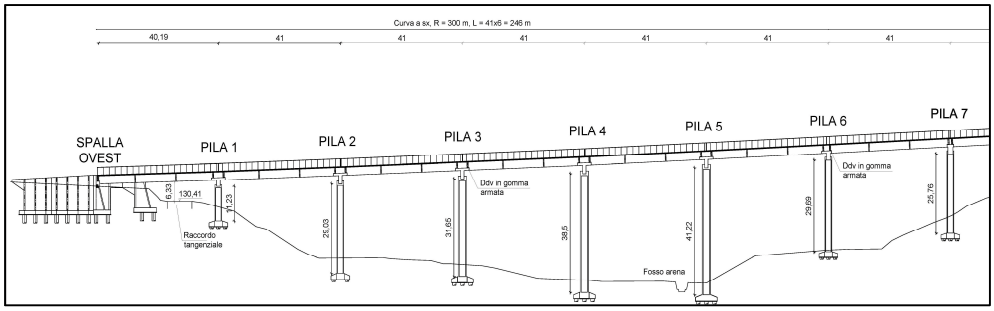


Figura 2-2: Profilo longitudinale viadotto (1di3)

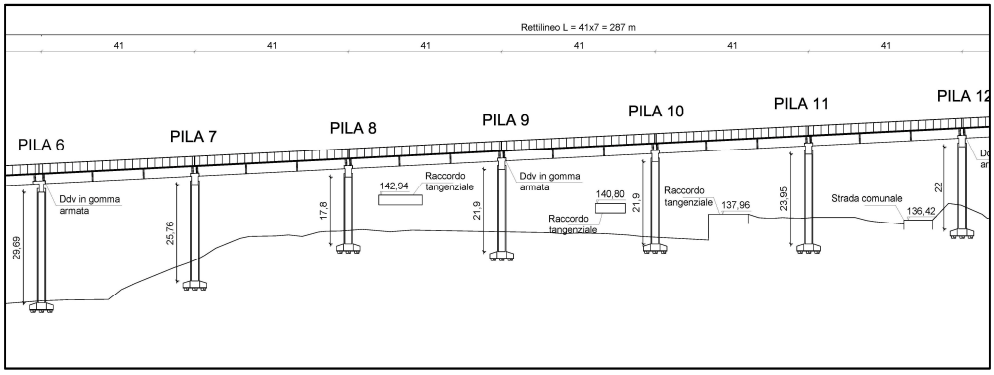


Figura 2-3: Profilo longitudinale viadotto (2di3)

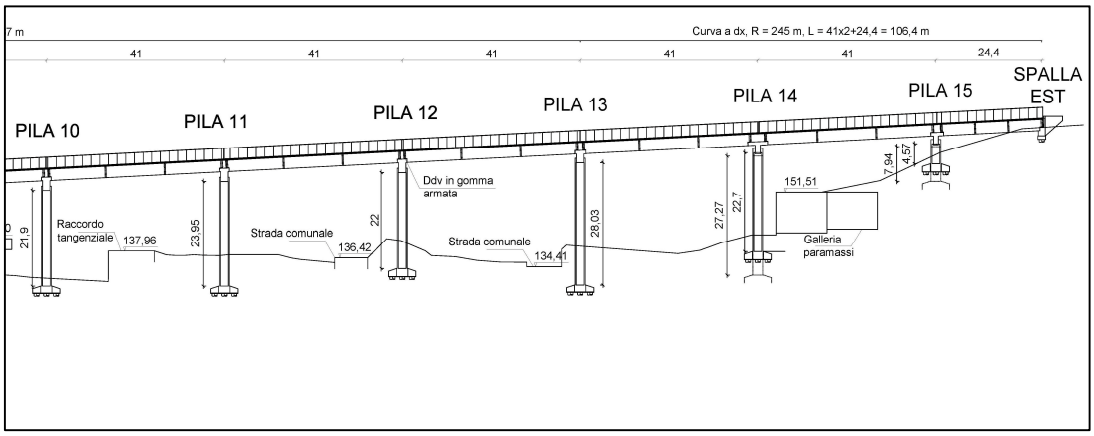


Figura 2-4: Profilo longitudinale viadotto (3di3)

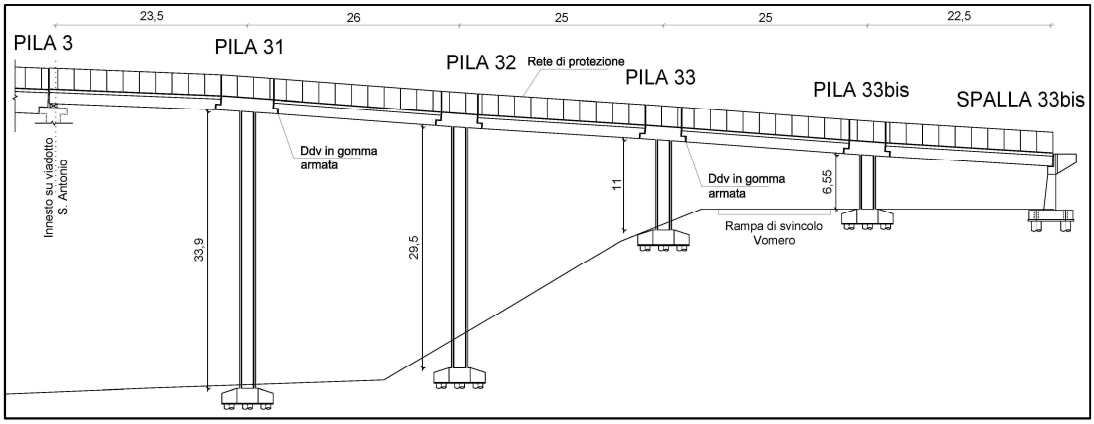


Figura 2-5: Profilo longitudinale rampa uscita

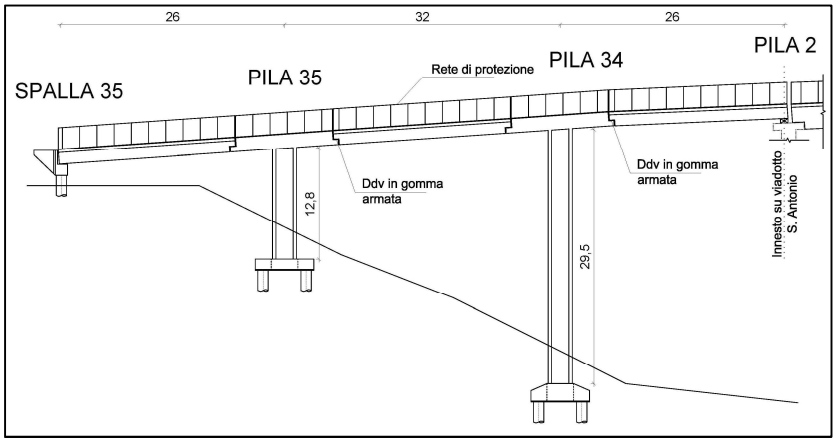


Figura 2-6: Profilo longitudinale rampa entrata

VIADOTTO:

A due carreggiate, strutturalmente separate con un giunto longitudinale di 2 cm e tre corsie per ogni senso di marcia, il viadotto presenta una geometria curvilinea con una lunghezza complessiva di 639,4 m, campate da 41,00 m per tutto il ponte tranne alle

estremità dove abbiamo: sul lato Capodichino campate da 24,4 m per entrambe le carreggiate mentre sul lato Pozzuoli due campate diverse pari a 40,20 m per la carreggiata di destra e 23,00 m per quella di sinistra. Inoltre presenta una larghezza variabile a seconda dei tratti: da 26,6 m in quasi tutto il ponte a 31,6 m in corrispondenza delle corsie di accelerazione e decelerazione. Di conseguenza varia anche il n° di travi da 8 a 10.

L'impalcato, costituito con travi in c.a.p. (altezza pari a 2,60 m e lunghezze pari a 40,00 m) semplicemente appoggiati ed una soletta in CA di 20 cm, presenta giunti traversali in corrispondenza di ogni pila. I traversi sono quattro per campata equidistanti e in CA ordinario gettati in opera, con spessore di 0,25 m e altezza variabile tra mezzeria e estremità (2,60 in mezzeria, 1,75 m in estremità). La pendenza longitudinale del viadotto è costante e pari al 5%.

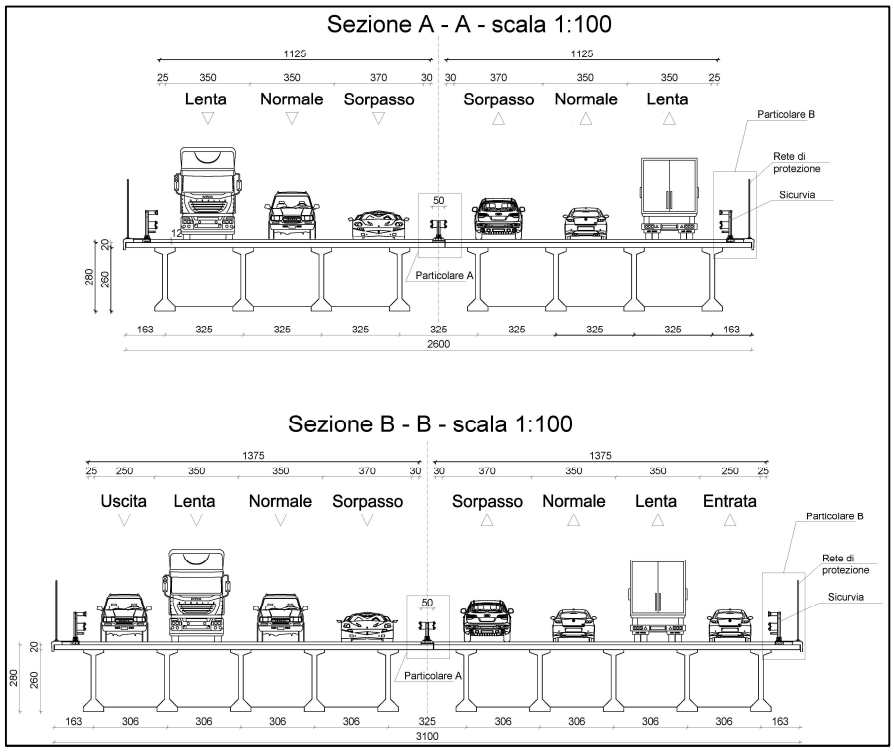


Figura 2-7: Sezioni tipo impalcato

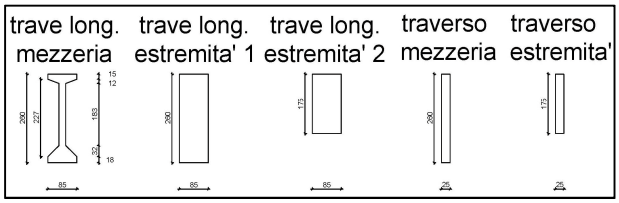


Figura 2-8: Sezioni trasv. travi e traversi

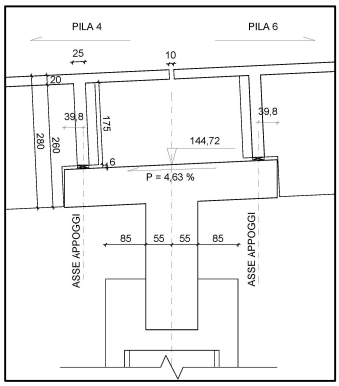


Figura 2-9: Giunto trasversale

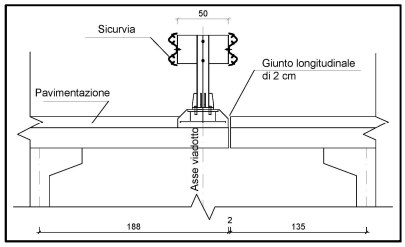


Figura 2-10: Giunto longitudinale

Gli impalcati poggiano, mediante dispositivi in gomma armata, su telai piani costituiti da pulvini a T di diverse dimensioni e pile di differente altezza, anche riguardo allo stesso telaio; fa eccezione la pila 15, il cui pulvino è interrotto nella mezzeria.

La pendenza trasversale del viadotto, variabile lungo lo sviluppo (Tabella 2-1), è ricavata dall'inclinazione totale del pulvino per tutte le pile tranne per il tratto in rettilineo dove viene ricavata dall'inclinazione dell'estradosso del pulvino, mentre l'intero pulvino rimane orizzontale (Figura 2-11; Figura 2-12).

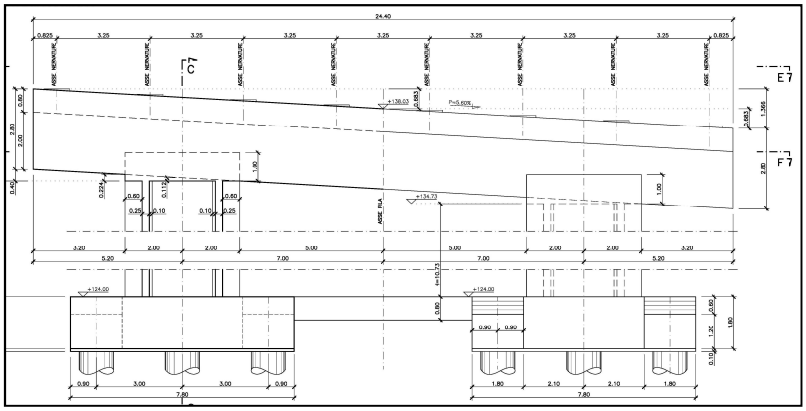


Figura 2-11: Telaio tipo curva

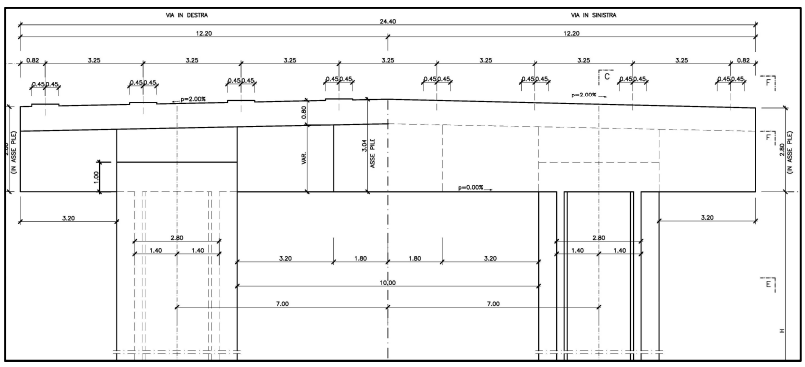


Figura 2-12: Pulvino tipo rettilineo

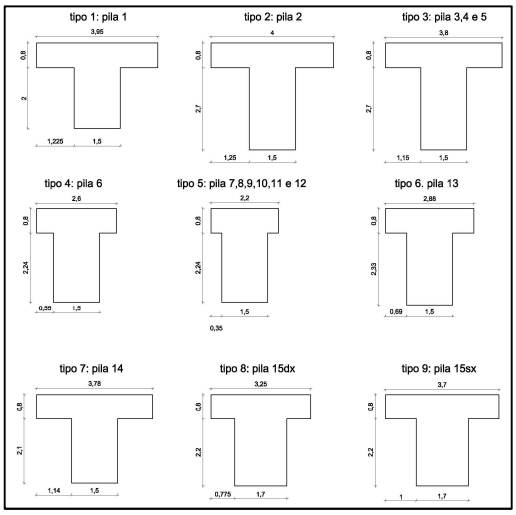


Figura 2-13: Sezioni pulvini

		h pila [m]			pendenza pulvini		
		in asse pila		in asse	sx	dx	sx/dx
	Allineamento	sx	dx	pulvino	%	%	
VIADOTTO	Spalla ovest	x	x	x			
	1	10,73	11,51	11,23			
	2	28,53	29,36	29,03	5,60	5,60	
	3	31,05	31,97	31,65			
	4	38,04	38,96	38,5			
	5	40,8	41,45	41,22	3,98	3,98	
	6	29,69	29,69	29,69	2,00	1,37	
	7	25,76	25,76	25,76			
	8	17,8	17,8	17,8			
	9	19,85	19,85	19,85	2,00	-2,00	
	10	21,9	21,9	21,9			
	11	23,95	23,95	23,95			
	12	22	22	22			
	13	28,03	28,03	28,03	-1,37	-2,00	
	14	22,7	27,7	x	-3,66	-3,66	
	15	4,57	7,94	x	-5,53	-5,53	
	Spalla est	x		x	-6,00	-6,00	
NB	sx/dx da ovest a est; + antiorario; - orario da 1 a 5 e da 14 a 15 pulvino inclinato da 6 a 13 estradosso pulvino inclinato						

Tabella 2-1: Altezza pile e pendenza trasversale

Le pile presentano una sezione scatolare di forma rettangolare con lesene sui lati corti, con due diverse dimensioni in pianta (tipo 1 = 4,00x2,30 m o tipo 2 = 5,00x2,80 m) per entrambe le direzioni.

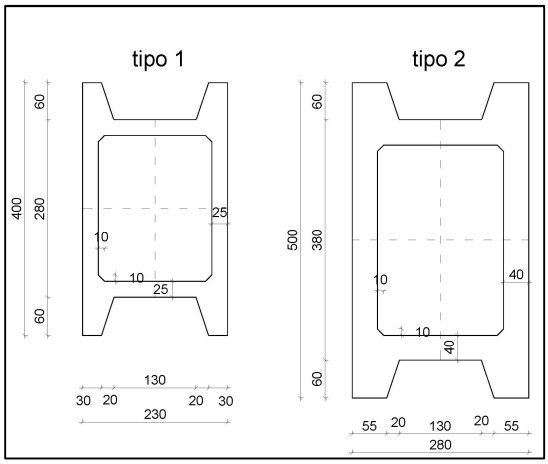


Figura 2-14: Sezioni pile

		Sez Pila	
	Allineamento	sx	dx
VIADOTTO	Spalla ovest	x	x
	1	Tipo 1	
	2	Tipo 1	Tipo 2
	3	Tipo 2	
	4	Tipo 2	
	5	Tipo 2	
	6	Tipo 1	
	7	Tipo 1	
	8	Tipo 1	
	9	Tipo 1	
	10	Tipo 1	
	11	Tipo 1	
	12	Tipo 1	
	13	Tipo 1	
	14	Tipo 1	
	15	Tipo 1	
	Spalla est	x	

Tabella 2-2: Disposizione pile

Le fondazioni sono di tipo indiretto, costituite da palificate con pali di diametro 1,20 m (tranne la 14dx, l'unica con pali da 1,50 m), disposti ad interassi diversi, in numero pari a 5/6/8 in base alla pila. I plinti hanno forma e dimensioni in pianta varie (Figura 2-15; Figura 2-16; Figura 2-17).

	Allineamento	Pali		Fondazioni	
		sx	dx	sx	dx
VIADOTTO	Spalla ovest	1200		X	
	1	1200		Tipo 1	
	2	1200		Tipo 2	Tipo 3
	3	1200		Tipo 3	
	4	1200		Tipo 3	
	5	1200		Tipo 3	
	6	1200		Tipo 2	
	7	1200		Tipo 1	
	8	1200		Tipo 1	
	9	1200		Tipo 1	
	10	1200		Tipo 1	
	11	1200		Tipo 1	
	12	1200		Tipo 1	
	13	1200		Tipo 2	
	14	1200	1500	Tipo 2	
	15	1200		Tipo 1	Tipo 1 (a 4 pali)
	Spalla est	1200		X	

Fondazioni	
Tipo 1 =	a 5 pali (7,8x6,3)
Tipo 2 =	a 6 pali (8,6x6,3)
Tipo 3 =	a 8 pali (9,8x7,3)

Tabella 2-3: Fondazioni, pali e relativa legenda

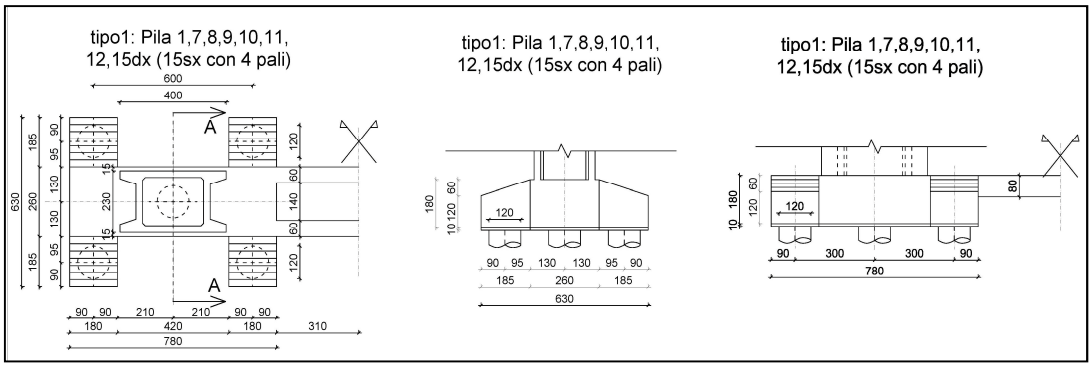


Figura 2-15: Viste fondazioni tipo 1

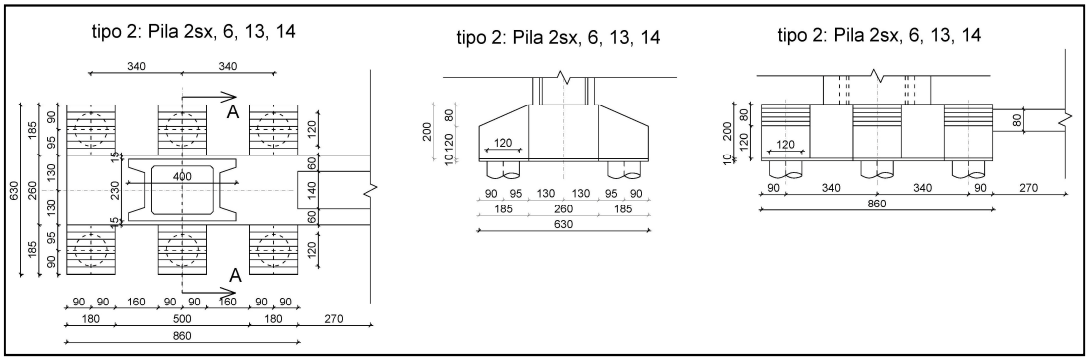


Figura 2-16: Viste fondazioni tipo 1

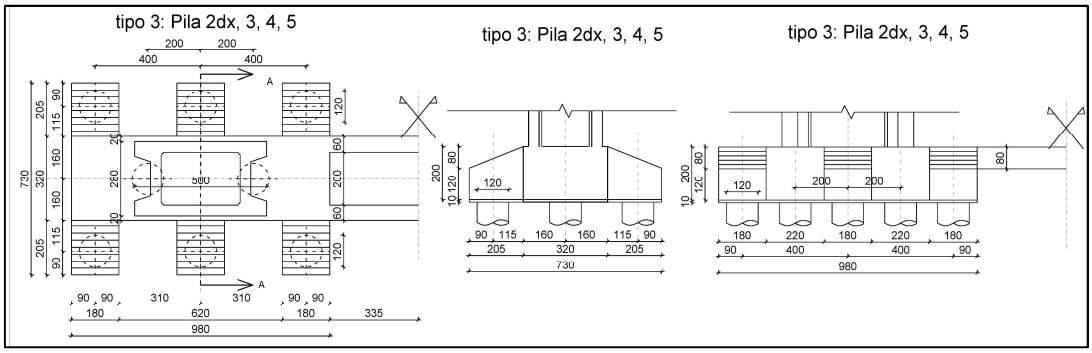


Figura 2-17: Viste fondazioni tipo 2

Le spalle si presentano “chiuse” con muro frontale continuo e nervato, trave cuscino e paraghiaia, muri di risvolto comprensivi di muri d’ala, caratterizzati da altezze variabili e fondazioni indirette, costituite da plinti di dimensioni in pianta variabili e altezza pari a 1,40 m. Mentre la spalla est si presenta unica e continua per tutto il viadotto, quella ovest è discontinua e sfasata per accogliere due carreggiate con lunghezze diverse. Le palificate sottostanti sono costituite tutte da pali di diametro 1,20 m disposti ad un interasse vario.

L’intera sottostruttura (pile, pulvini, zattere, spalle e pali) sono in c.a. ordinario.

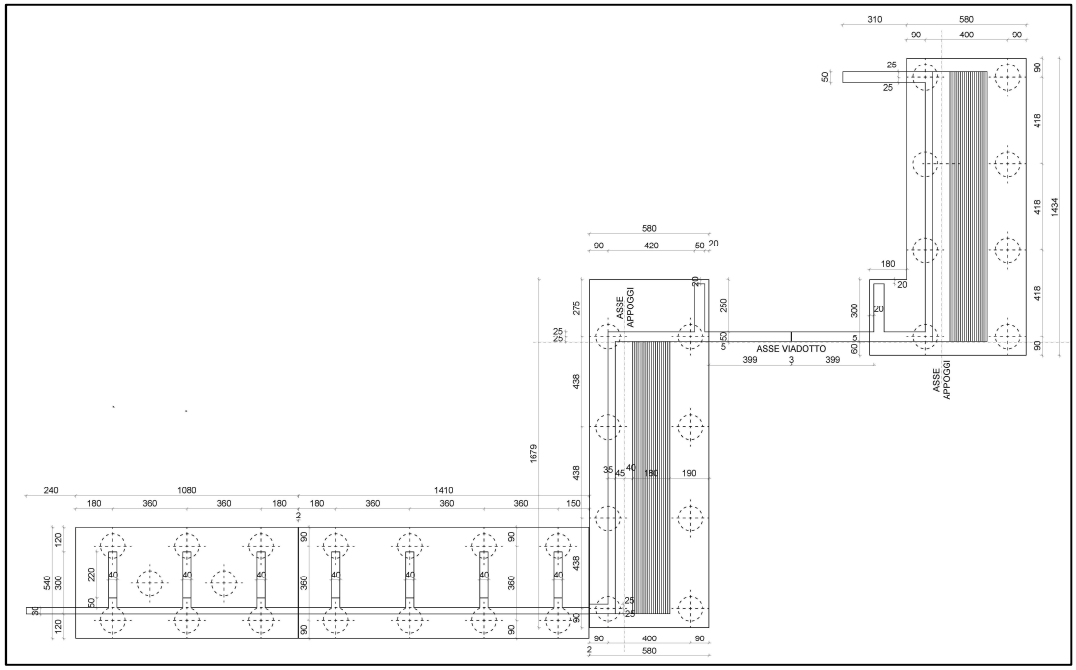


Figura 2-18: Pianta spalla ovest

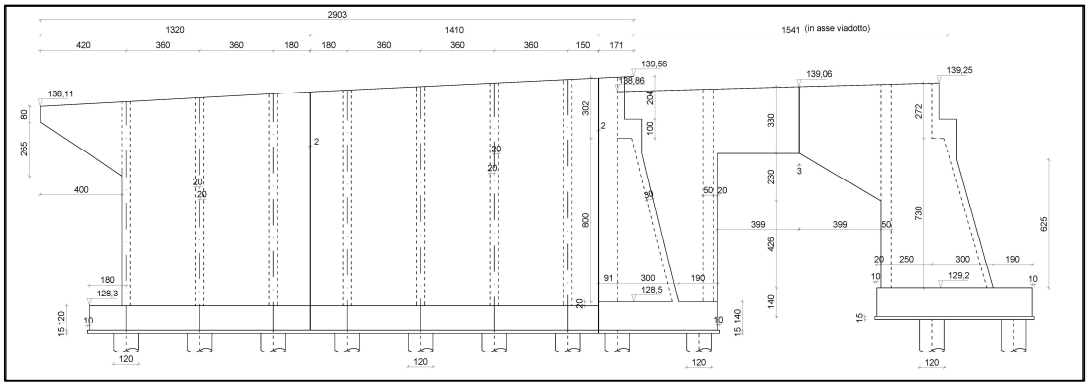


Figura 2-19: Vista laterale spalla ovest

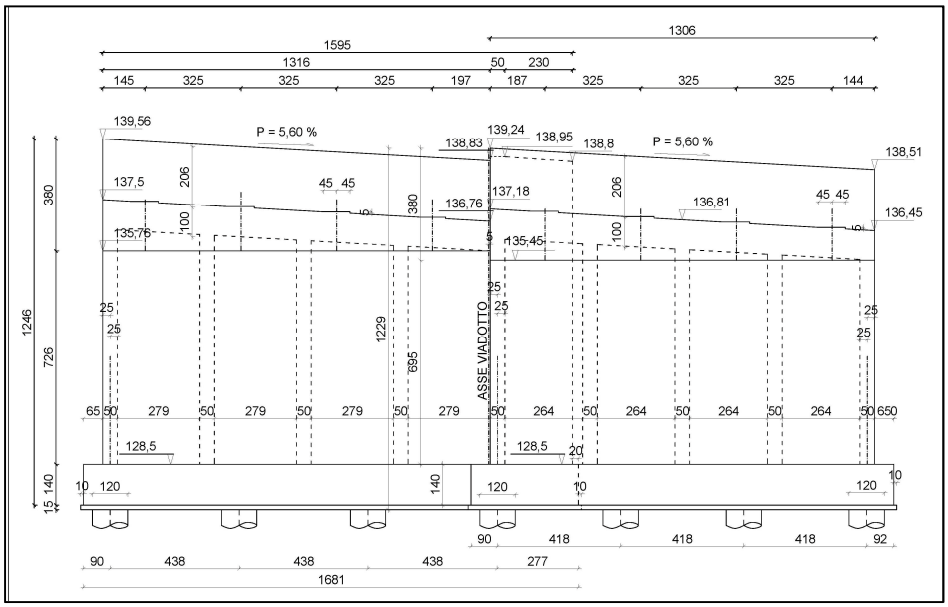


Figura 2-20: Vista frontale spalla ovest

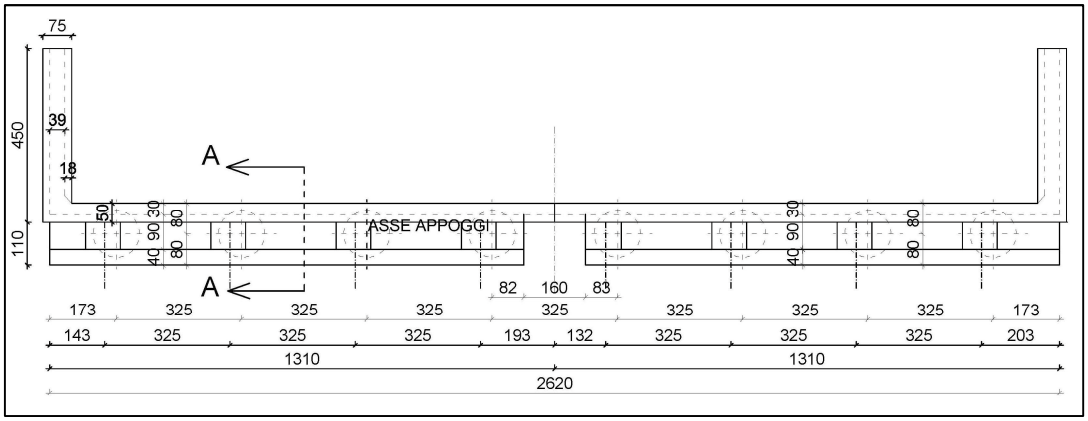


Figura 2-21: Pianta spalla est

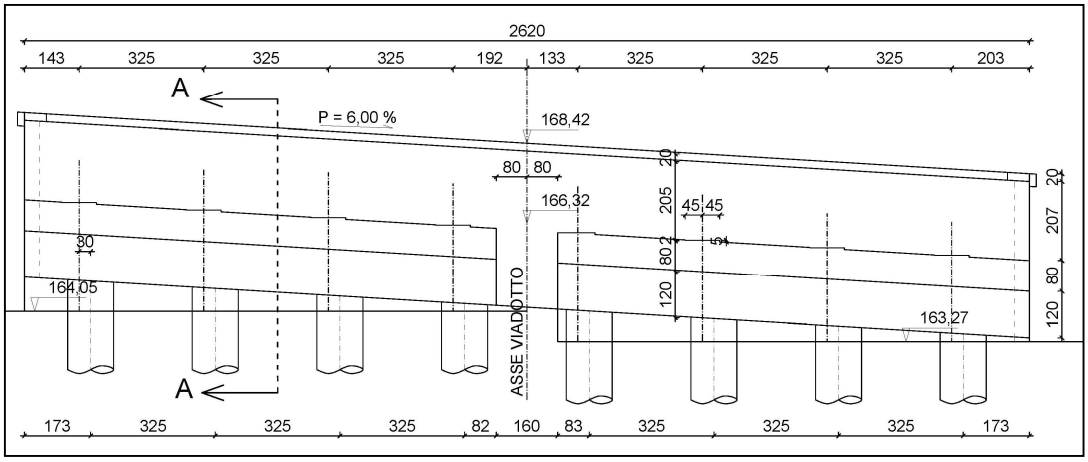


Figura 2-22: Vista frontale spalla est

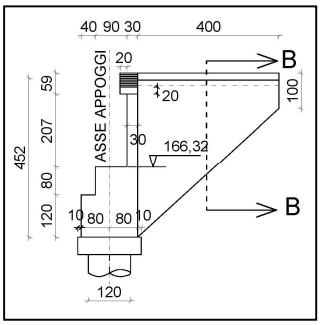


Figura 2-23: Vista laterale spalla est

RAMPA D'USCITA:

Con una geometria curvilinea, una lunghezza di 122,00 m ed una larghezza pari a 7,20 m, la rampa d'uscita è costituita da un insieme di grigliati piani (di lunghezza costante pari a 20,00 m) semplicemente appoggiati su "pile a stampella" (Figura 2-26) mentre la sottostruttura è costituita da un'unica pila di altezza e sezione variabile. Le campate oscillano da 22,50 m a 26,00 m. La pendenza longitudinale della rampa d'uscita è pari al 7%.

Anche qui, come il viadotto, i dispositivi di vincolo presenti sono in gomma armata e precisamente del tipo fisso da un lato e unidirezionale dal lato opposto.

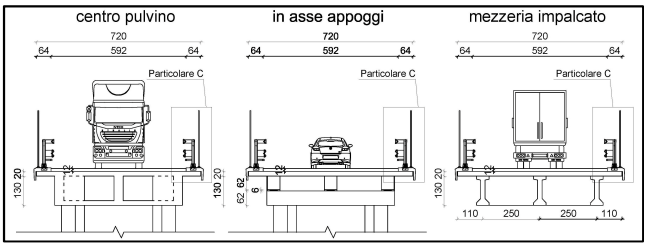


Figura 2-24: Sezioni tipo impalcato rampe

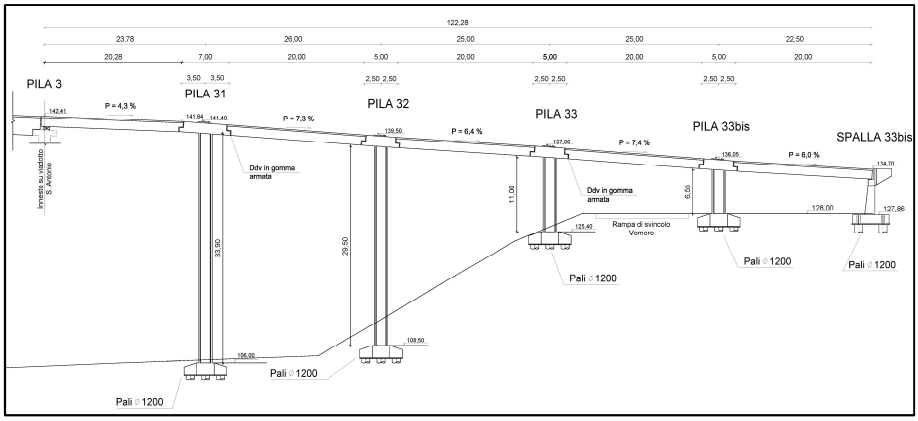


Figura 2-25: Profilo longitudinale

I grigliati piani sono costituiti da tre travi longitudinali in c.a.p., quattro traversi in c.a. ordinario gettati in opera (due da 0,20x1,3x5,6 in mezzeria e due da 0,20x0,62x5,6 alle estremità) ed una soletta di 20 cm anch'essa gettata in opera. La pendenza trasversale è variabile.

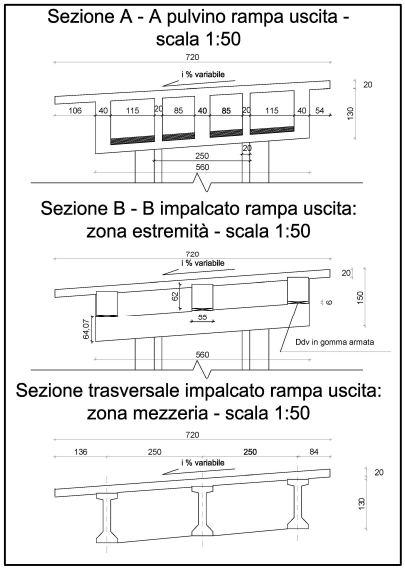


Figura 2-27: Sezione trasversale impalcato

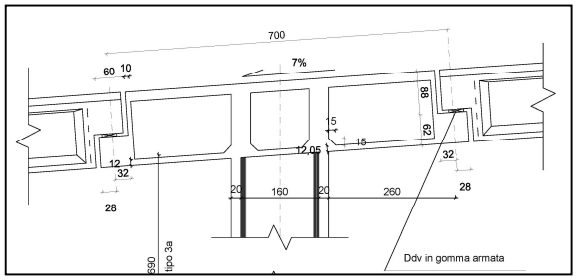


Figura 2-26: pila a stampella (sezione longitudinale)

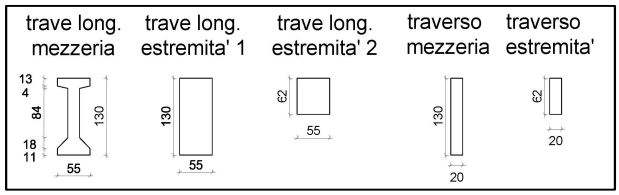


Figura 2-28: Sezioni trasv. travi e traversi

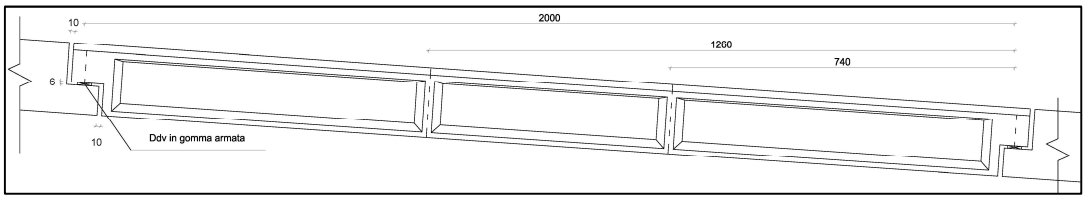


Figura 2-29: Vista long. trave

Le stampelle per tale ramo sono di due tipi: una di dimensione più grande (7 m in asse) presente nella pila 31 e la seconda (5 m in asse) nel resto delle pile (32, 33, 33bis).

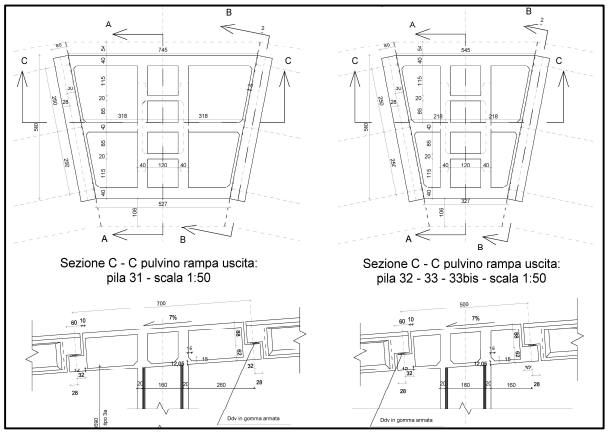


Figura 2-30: Stampelle tipo

Le pile presentano lungo l'altezza sezioni omogenee o differenziate; le tre sezioni "tipo" usate sono indicate nella figura 2-31, tutte a sezione scatolare e inscritte nel rettangolo 2x3,5 e solo due delle tre con lesene sui lati corti. Più precisamete, come viene descritto nella tabella 2-5, la pila più alta (pila 31) è composta da tutte le tre sezioni tipo (Figura 2-32), la pila 32 solo dal "tipo 3a e 3m" ed infine le pile 33 e 33bis dalla sola sezione "tipo 3a".

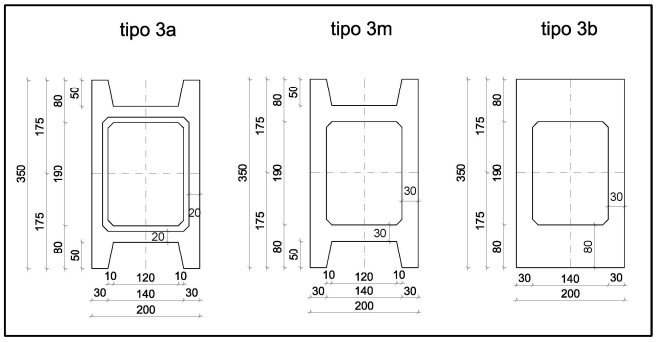


Figura 2-31: Sezioni pile tipo

		Sez Pila		
	Allineamento	Zona bassa	Zona media	Zona alta
	Spalla 33bis	X		
	33bis	tipo 3a		
	33	tipo 3a		
RAMPA USCITA	32	tipo 3m		tipo 3a
		10 m		19,5 m
	31	tipo 3b	tipo 3m	tipo 3a
		9 m	8 m	16,9 m

Tabella 2-4: Disposizione pile

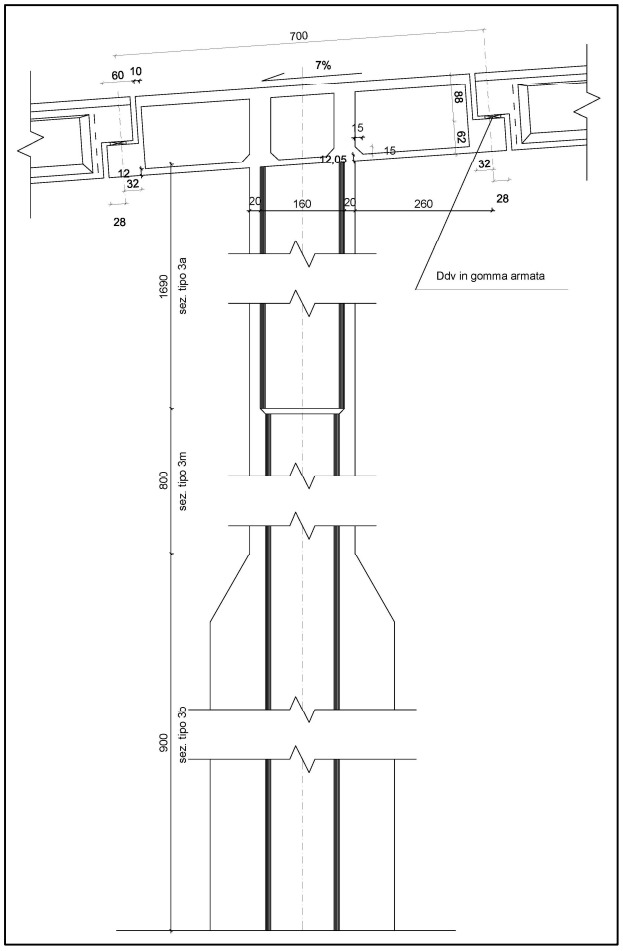


Figura 2-32: Sezione long. pila 31

Le fondazioni sono sempre del tipo indiretto, costituite da una zattera con la stessa forma per tutte le pile e lo stesso numero di pali, ovvero 5 da 1,20 m di diametro.

	Allineamento	Pali	Fondazioni
RAMPA USCITA	Spalla 33bis	1200	X
	33bis	1200	tipo 1
	33	1200	tipo 1
	32	1200	tipo 1
	31	1200	tipo 1

Fondazioni	
Tipo 1 =	a 5 pali (7,8x6,3)
Tipo 2 =	a 6 pali (8,6x6,3)
Tipo 3 =	a 8 pali (9,8x7,3)

Tabella 2-5: Fondazioni, pali e relativa legenda

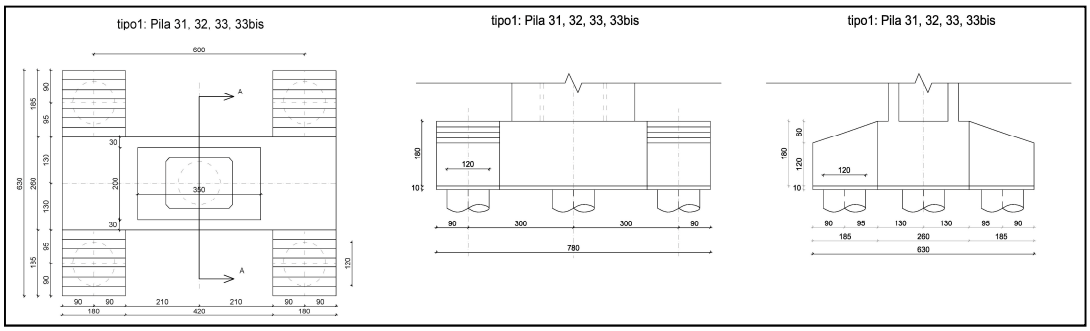


Figura 2-33: Fondazione tipo rampa d'uscita

La spalla è del tipo "aperta o passante" poiché il terreno la attraversa e si dispone parzialmente sotto la rampa grazie ad una coppia di pilastri disposti sotto la trave cuscino. La zattera poggia su quattro pali da 1,20 m di diametro sulla quale poggiano i due pilastri. Dalla trave cuscino parte il paraghiaia e a sua volta le bandiere, senza "muri di risvolto" o "muri laterali".

Stampelle, pile, zattere, spalle e pali sono in c.a. ordinario.

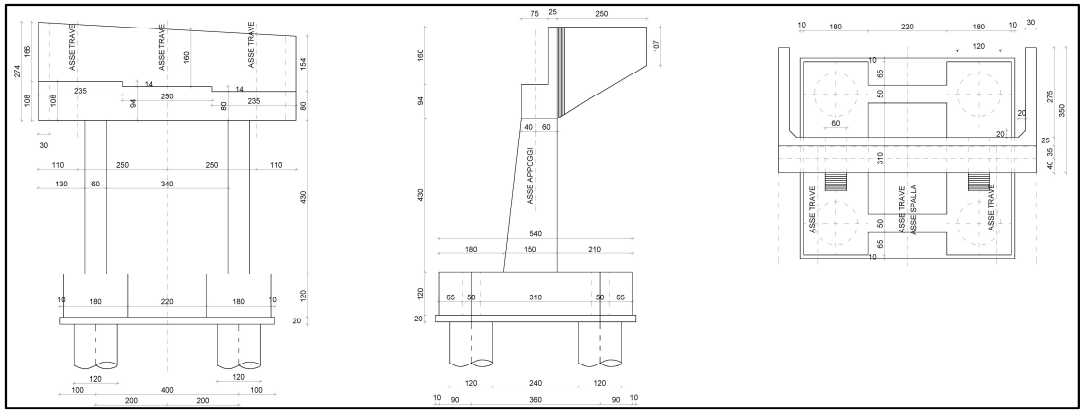


Figura 2-34: Spalla rampa d'uscita

RAMPA D’ENTRATA:

Con una geometria rettilinea, una lunghezza di 84,00 m ed una larghezza pari a 7,2 m, la rampa d’entrata è costituita da un insieme di grigliati piani (di lunghezza costante pari a 20 m) semplicemente appoggiati su “pile a stampella” (già vista sopra) mentre la sottostruttura è costituita da un’unica pila di altezza variabile ma sezione costante. Le campate oscillano da 26,00 m a 32,00 m. La pendenza longitudinale della rampa d’uscita è pari al 7%.

Anche qui, come il viadotto, i dispositivi di vincolo presenti sono in gomma armata e precisamente del tipo fisso da un lato e unidirezionale dal lato opposto.

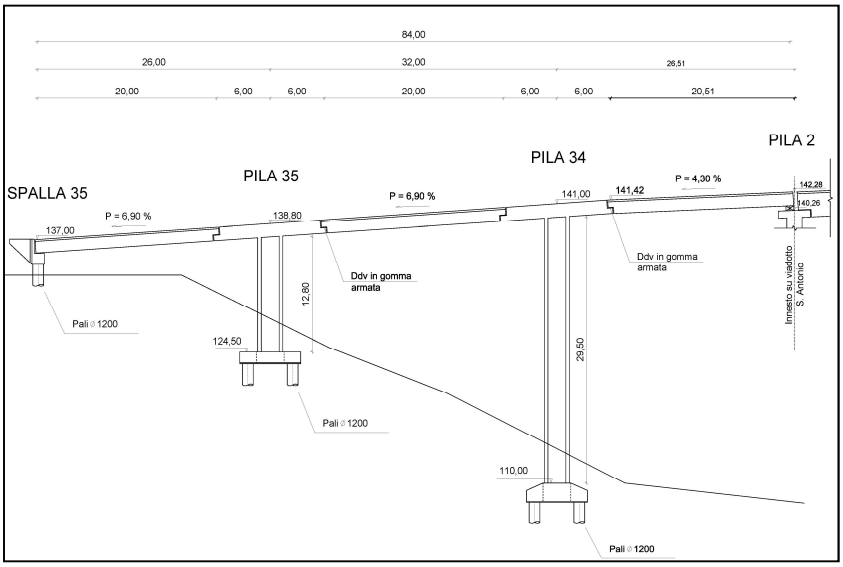


Figura 2-35: Profilo longitudinale

I grigliati piani sono costituiti da tre travi long. in c.a.p., quattro traversi in c.a. ordinario gettati in opera (due da 0,20x1,3x5,6 in mezzeria e due da 0,20x0,62x5,6 alle estremità) ed una soletta di 20 cm anch’essa gettata in opera. La pendenza trasversale è nulla.

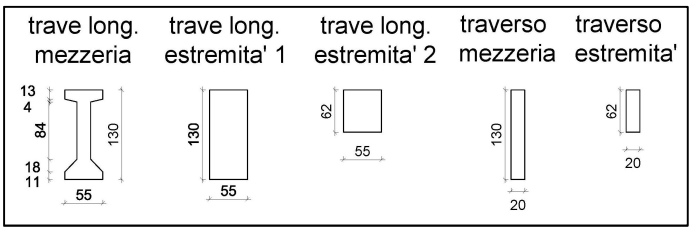


Figura 2-36: Sezioni trasv. e traversi

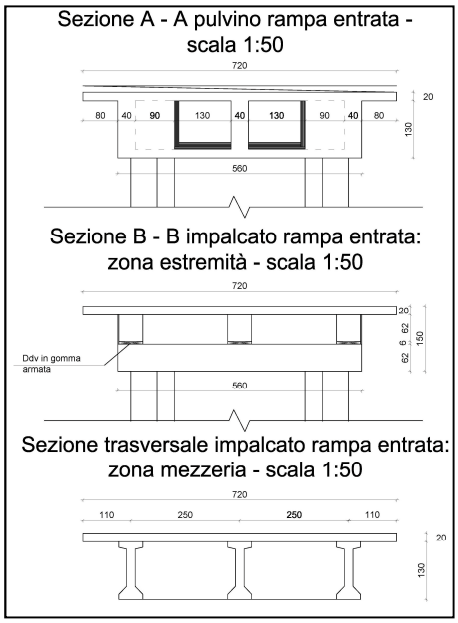


Figura 2-37: Sezione trasversale impalcato

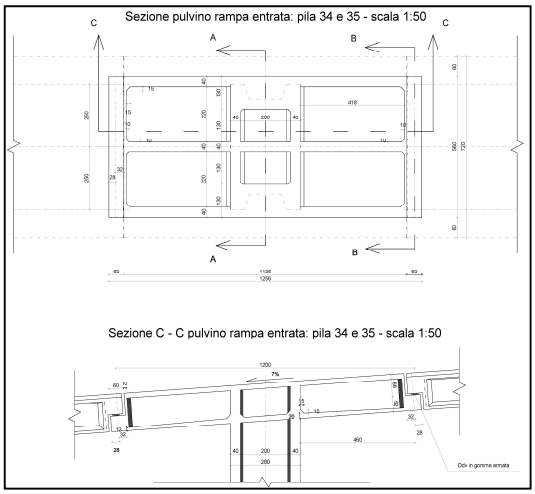


Figura 2-38: Stampelle tipo

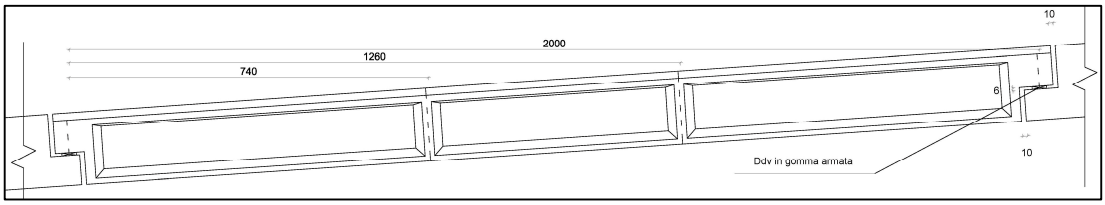


Figura 2-39: Vista long. trave

Le stampelle per tale ramo sono di un unico tipo (Figura 2-39): 12 m (in asse) presenti nella pila 34 e 35.

Le pile presentano tutti la stessa sezione tipo, e costante lungo l'altezza. Come si può notare, si tratta della stessa sezione che viene utilizzata nel viadotto per le pile più alte.

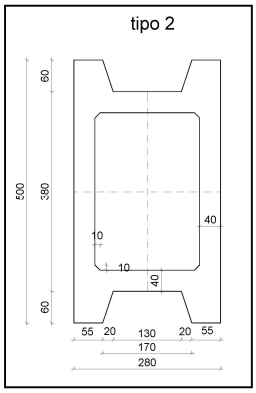


Figura 2-40: Sezione pila tipo

Le fondazioni sono sempre del tipo indiretto, costituite da una zattera con due forme diverse (Figura 2-41) ma lo stesso numero di pali: 6 da 1,20 m di diametro.

	Allineamento	Pali	Fondazioni
RAMPA ENTRATA	35	1200	tipo 4b
	34	1200	tipo 4a

Fondazioni
Tipo 4a = a 6 pali (8,6x6,8 con h=variabile)
Tipo 4b = a 6 pali (8,6x6,8 con h=costante)

Tabella 2-6: Fondazioni, pali e relativa legenda

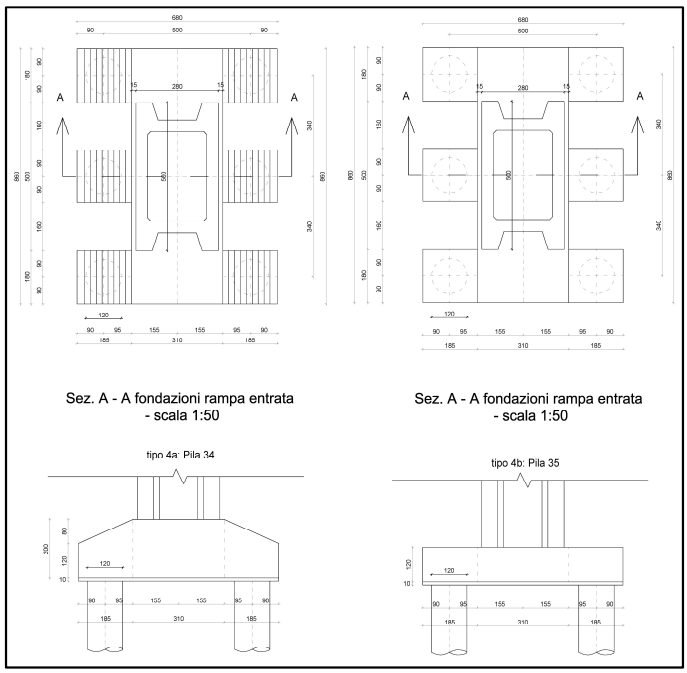


Figura 2-41: Fondazioni tipo rampa d'entrata

La spalla risulta essere molto compatta alle altre. Sui pali si trova direttamente la trave cuscino dalla quale parte il paraghiaia e a sua volta le bandiere, quindi senza muro frontale o pilastri e muri di risvolto (o muri laterali). La trave cuscino funge anche da zattera. I pali sono due e da 1,20 m di diametro.

Stampelle, pile, zattere, spalle e pali sono in c.a. ordinario.

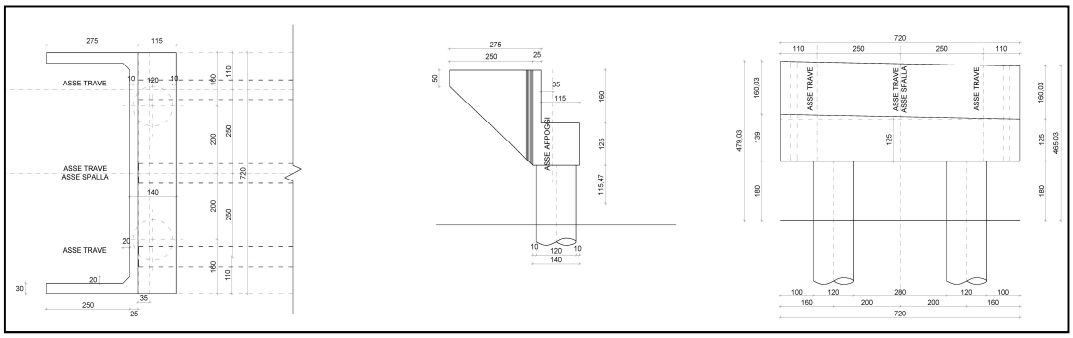


Figura 2-42: Spalla rampa d'entrata

2.2 Caratteristiche dei materiali esistenti

Per le proprietà dei materiali esistenti, come vedremo anche più avanti nel capitolo dedicato all'adeguamento sismico, si accettano livelli crescenti di approfondimento in base al livello di conoscenza. Nel caso studio, come di consueto per i ponti esistenti [C8A.8.4 – circolare 2009], si è adottato un livello di conoscenza accurato LC3 ed un fattore di confidenza FC pari a 1. La norma inoltre prevede:

"***Proprietà dei materiali:*** *informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali, o da esaustive verifiche in-situ. Nel primo caso sono anche eseguite estese prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite esaustive prove in-situ[C8A.1.B.3 - circolare]*."

"*I valori da impiegare per le resistenze dei materiali saranno: a) per l'acciaio esistente, la resistenza ottenuta come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e, solo nel calcolo di Vr*=0,9Vr, divisa anche per il coefficiente parziale; b) per i materiali aggiunti, calcestruzzo ed acciaio, la resistenza di calcolo.* [§ C8A.7.1 – circolare 2009: incamiciatura in ca]"

"***proprietà meccaniche dei materiali:*** *conglomerato e acciaio. Le informazioni devono provenire,oltre che dalle indicazioni iniziali di progetto, da risultati di prove sperimentali eseguite all'atto del collaudo strutturale o successivamente ad esso.*

In mancanza di dati sperimentali, per il conglomerato è necessario effettuare prelievi di campioni da sottoporre a prove di laboratorio. Il numero di campioni deve essere dello stesso ordine di grandezza di quello richiesto dalle norme sulle opere in cemento armato per le nuove costruzioni.

Prove di tipo non distruttivo eseguite a più larga scala sono un utile complemento ma non possono essere utilizzate in sostituzione di quelle distruttive.

Per l'acciaio, in assenza di dati sperimentali adeguati, è consentito far riferimento alle caratteristiche del materiale prescritto in sede di progetto previa limitata verifica a campione dell'effettivo utilizzo dello stesso. [§ C8A.8.4 – circolare 2009]".

Attraverso la consultazione delle relazioni e delle tavole in possesso, nel progetto della struttura originaria sono presenti i seguenti materiali:

- Cls 300/730 (dove 300 sta per il dosaggio in kg/mc del cemento "tipo 730"; 300 kg/mc era il minimo per cementi "non" alluminosi [reggio decreto 2229 del 1939]. Calcestruzzi di questo genere raggiungono valori della resistenza caratteristica cubica di 400 daN/cm^2.
- Acciaio A.L.E. (alto limite elastico)
- Acciaio Aq60

Attraverso indagini diagnostiche, eseguite direttamente sulla struttura, si sono determinati le caratteristiche meccaniche dei materiali che sono state utilizzate nel presente caso studio. Tali indagini, avvenute tra il dicembre 2002 e il maggio 2006 da una ditta privata specializzata, hanno riguardato principalmente le pile e sono consistite nell'estrazione di campioni cilindrici di calcestruzzo Φ 100 mm, precedute dalla individuazione dell'armatura metallica mediante pacometro. I carotaggi sono stati integrati da prove in situ per la valutazione della resistenza del calcestruzzo eseguite con sclerometro, pull out, e pistola Windsor.

In definitiva, le indagini hanno evidenziato un quadro disomogeneo della qualità dei conglomerati in opera; in funzione dei dati ottenuti dalle indagini si sono configurati quattro gruppi di pile con calcestruzzi dalle caratteristiche diverse, come riportato nella tabella seguente:

		INDAGINI DIAGNOSTICHE SUL CLS				
		CLS				
		Rck	fck = 0,83*Rck	fcd = 0,85*fck/1,5	fcm = fck + 8	Ecm = 22000*(fcm/10)^0,3
		N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2
CLS	GRUPPO 1	40	33	19	41	33643
	GRUPPO 2	30	25	14	33	31447
	GRUPPO 3	24	20	11	28	29936
	GRUPPO 4	20	17	9	25	28821

	VIADOTTO	RAMPE
GRUPPO 1	3,8,9,10	x
GRUPPO 2	1,2,4,5,7,15,spalle viadotto	x
GRUPPO 3	11,12,13,14	31,32,34,35, spalle rampe
GRUPPO 4	6	33,33bis

Tabella 2-7:Gruppi calcestruzzi per le pile

Si precisa che la resistenza cubica del calcestruzzo per le zattere è la stessa delle relative pile. Per i pali, invece, si rileva una resistenza cubica del calcestruzzo pari a 250 daN/cmq.

Per quanto riguarda l’acciaio sono presenti, in definitiva, 2 diversi gruppi:

		fyt				
		min	≤ fyt ≤	max	fyk	fyd = fyk/1,15
		N/mm^2		N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2
ACCIAIO	Aq 42 (acc. dolce)	420	≤ fyt ≤	500	230	200
	Aq 50 (acc. semiduro)	500	≤ fyt ≤	600	270	235
	Aq 60 (acc. duro)	600	≤ fyt ≤	700	310	270
	A.L.E. (alto limite elastico)	700	≤ fyt		500	435
		VIADOTTO			RAMPE	
	Zattera	ALE			ALE	
	Pali	Aq 60			Aq 60	
	Pile	ALE			ALE	
	Pulvini	ALE			ALE	
	Spalle	ALE			ALE	

Tabella 2-8: Tipi di acciai [2]

3 LA PROGETTAZIONE DEL NUOVO IMPALCATO

Nel presente capitolo, come già precisato nell'introduzione, sarà affrontata la progettazione del nuovo impalcato considerando i carichi non sismici previsti dalla normativa nazionale (NTC 2008).

In linea generale è necessario che la sezione corrente della strada prosegua, per motivi di sicurezza e confort, con modeste modifiche anche in corrispondenza del ponte. A causa della continuità con le rampe esistenti e con il resto della tangenziale rimane quasi inalterata la dimensione trasversale della sezione. L'opera in esame prevede sempre la realizzazione di due impalcati, strutturalmente indipendenti, uno per ogni senso di marcia.

Nel campo delle luci che vanno dai 30 m ai 50-60 m la tipologia costruttiva prevalente è quella della sezione mista acciao-cls vista l'economicità che presenta rispetto alle altre tipologie e la versatilità di montaggio ed esecuzione di collegamenti in opera (saldati, bullonati, o entrambi). In tale range la travata non può più essere interamente prefabbricata in stabilimento e trasportata in sito, pertanto vengono prefabbricati dei conci di travata di dimensioni trasportabili da unire in opera.
Nello stesso intervallo di luce, mentre la soluzione in piastra ortotropa risulta ancora costosa, esistono anche altre tipologie costruttive come i conci in c.a.p. (che prevedono una maggiore attenzione nella realizzazione del giunto) o intere travi prefabbricate in opera ma del tipo post-teso a cavi scorrevoli. La tipologia prefabbricata pre-tesa, prevedendo una struttura di contrasto, può essere adoperata solo in caso di viadotti lunghi, tale da giustificare l'elevato costo della struttura di contrasto creata in sito. Naturalmente in quest'ultimo caso si ha a che fare con movimentazioni di grandi pesi da non sottovalutare.

Trattando luci di 41 m, sempre per considerazioni di natura economica, è stata prevista una sezione aperta senza controvento inferiore di torsione. Il funzionamento statico di tale sistema è solo flessionale e la sezione non si torce in quanto l'eccentricità di carico si traduce in incremento di flessione sulla trave di bordo. Tale soluzione, per ponti in rettilineo, è adottabile fino a luci di 45 m circa al di sopra del quale si è visto

dall'esperienza la convenienza dell'uso del controvento (Figura 3-1). In presenza di controvento, invece, la sezione diventa chiusa e avrà un comportamento torsionale con tensioni tangenziali supplementari nelle anime, riducendo così l'impegno flessionale delle travi a vantaggio di un risparmio di materiale [3]. Il limite della figura 3-1 si riduce notevolmente nei ponti in curva per effetto della maggiore eccentricità che coinvolge i carichi da traffico ma anche, e soprattutto, i permanenti.

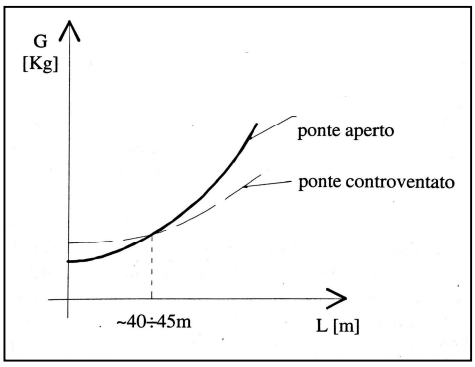


Figura 3-1: Legge peso-luce per impalcati in sezione mista in rettilineo

Per un miglior confort e una maggiore sicurezza degli utenti, è stato previsto un nuovo schema statico rispetto all'originale: da trave semplicemente appoggiata a trave continua. Ciò determina una nuova disposizione dei giunti che, per un miglior comportamento sotto sisma, sono stati disposti come nella Figura 3-2. Esso prevede dei giunti in corrispondenza delle spalle, delle pile 6 e 13 (dividendo così il viadotto in due tratti curvilinei e uno rettilineo) ed in corrispondenza delle pile 34 e 31, punti di collegamento tra viadotto e rampe. Così facendo, i tratti finali delle rampe (pila 31 - pila 3 e pila 34 - pila 2), vengono da un lato solidarizzati al viadotto mentre dall'altro appoggiati alla rampa (anziché un doppio appoggio come nella soluzione originaria).

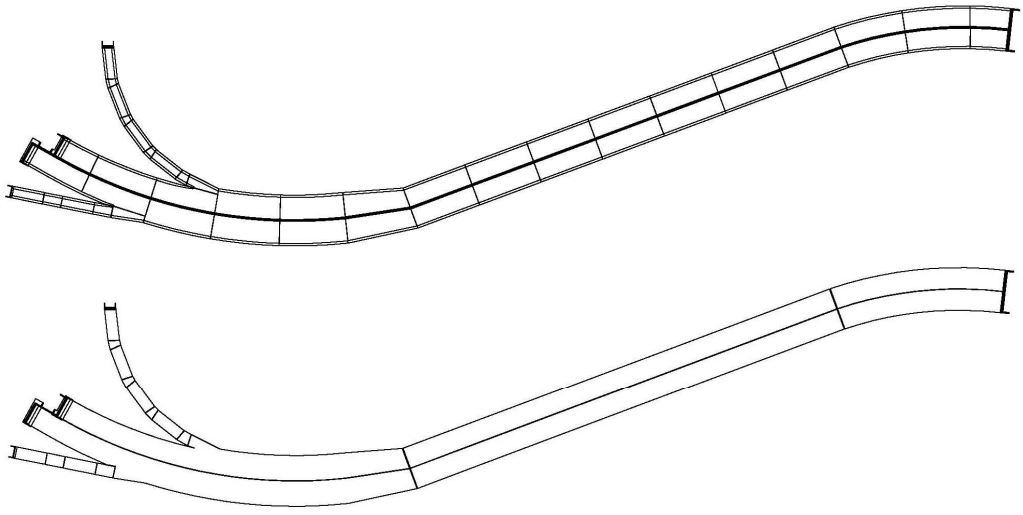


Figura 3-2: Giunti allo stato attuale e di progetto

Tra i vincoli progettuali considerati nella presente fase abbiamo:

- quota estradosso pulvini esistenti
- quota estradosso pavimentazione esistente

Attraverso questi vincoli progettuali, come vedremo anche in seguito, insieme al dimensionameto di massima dello spessore della soletta e al dimensionamento dei nuovi dispositivi di vincolo, si determina l'altezza utile delle travi principali. L'altezza a sua volta sarà necessaria per la determinazione degli spessori delle travi.

I nuovi dispositivi di vincolo (fissi, multidirezionali e unidirezionali) sono stati scelti tra quelli a disco elastomerico e sono stati disposti lungo il viadotto secondo il seguente layout (da Figura 3-3 a Figura 3-8). Nelle rampe, in questa prima fase, rimangono i dispositivi presenti allo stato attuale.

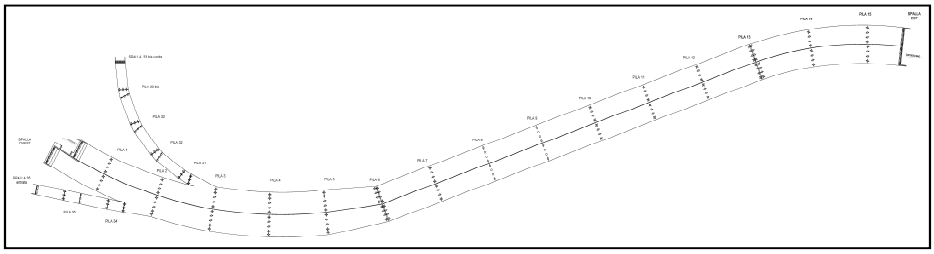


Figura 3-3: Layout ddv viadotto e rampe

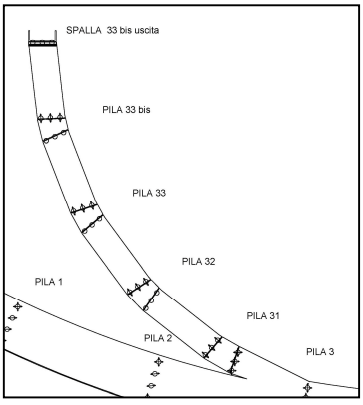


Figura 3-4: Layout ddv rampa di uscita

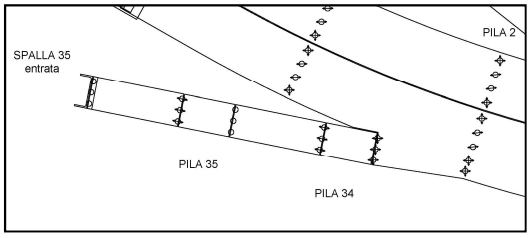


Figura 3-5: Layout ddv rampa di entrata

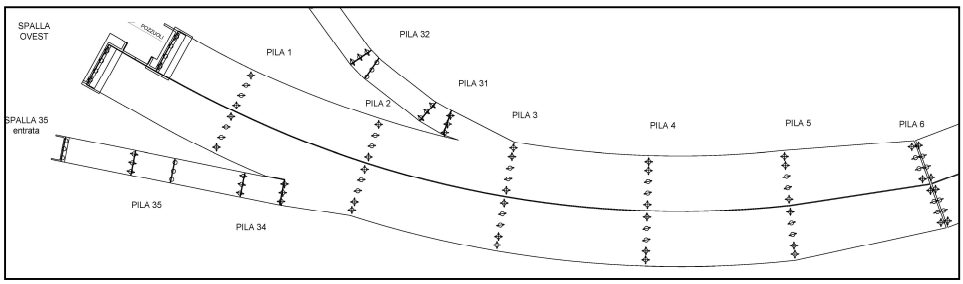


Figura 3-6: Layout ddv curva a sx

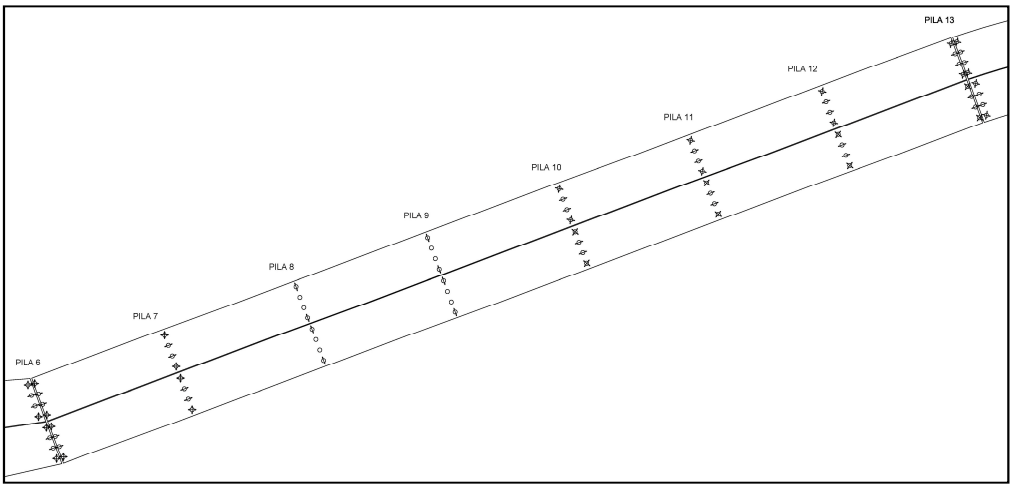


Figura 3-7: Layout ddv rettilineo

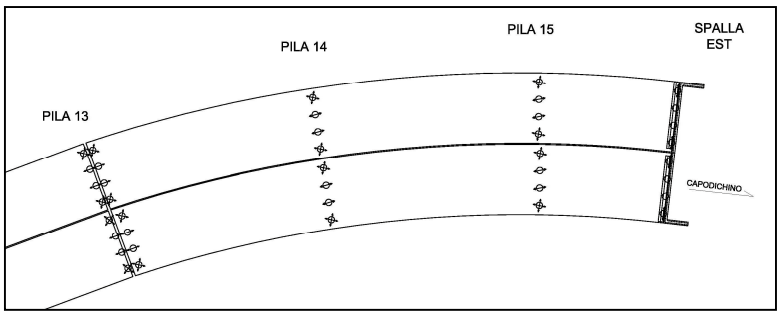


Figura 3-8: Layout ddv curva a dx

Per favorire una deformata "naturale", cioè relativa a ritiro e variazione termica, nelle due curve è stata adottata la "disposizione radiale". Essa consiste nel ruotare di uno stesso angolo α tutti i dispositivi unidirezionali rispetto alla congiungente del centro dell'appoggio mobile e l'appoggio fisso (Figura 3-9).

Per avere, in corrispondenza del giunto, i dispositivi unidirezionali ortogonali al giunto stesso, sono stati adottati un angolo α pari a 29° per la curva a sx e 14,6° per la curva a dx.

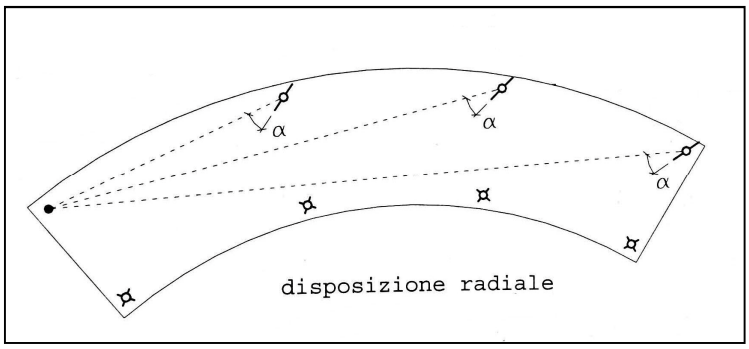


Figura 3-9: Esempio di disposizione radiale dei dispositivi unidirezionali

In particolare, per la progettazione dell'impalcato, l'attenzione sarà indirizzata al tratto in r**e**ttilineo, ovvero il tratto compreso tra la pila 6 e la pila 13 come evidenziato nella seguente figura.

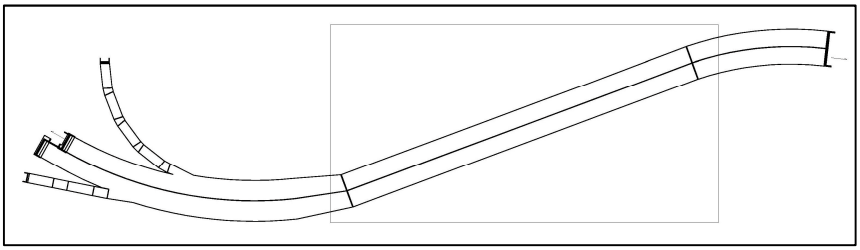


Figura 3-10: Layout generale

3.1 Descrizione dell'opera allo stato intermedio

La sovrastruttura in oggetto, realizzata in sistema misto acciaio-calcestruzzo con schema statico di trave continua, è composta da sette campate, sia per la carreggiata Capodichino che per la carreggiata Pozzuoli. Per entrambe le carreggiate le campate hanno tutte una luce di 41,00 m.

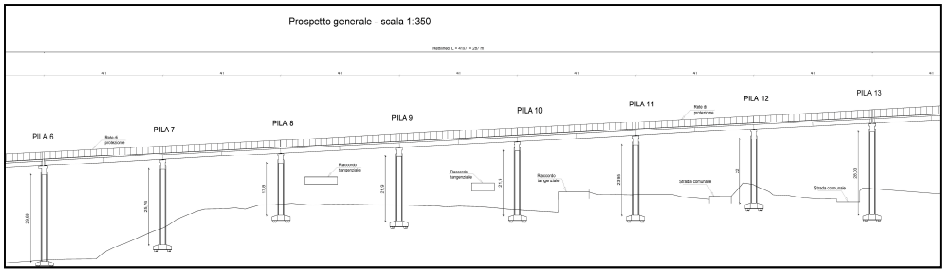


Figura 3-11: Prospetto generale rettilineo viadotto

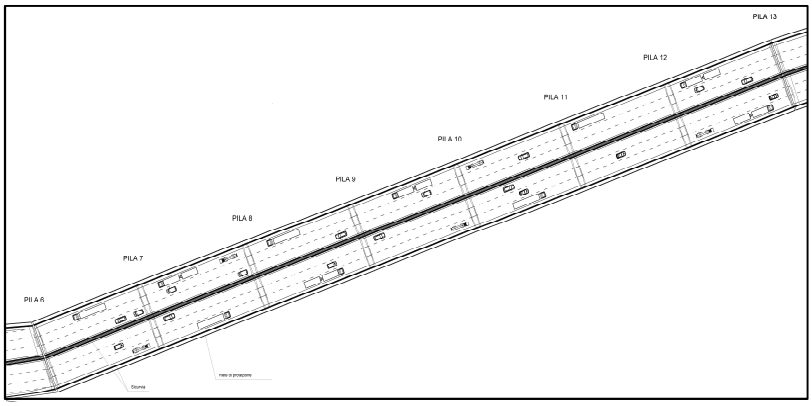


Figura 3-12: Planimetria generale rettilineo viadotto

Rispetto al senso di marcia, la sezione trasversale del singolo impalcato ospita:

- la via principale a singolo senso da 3 corsie
- una banchina a dx di 100 cm
- una banchina a sx di 50 cm
- un guard rail alto 120 cm a sx come spartitraffico centrale
- un guard rail alto 120 cm a dx come protezione per il marciapiede
- un marciapiede di 75 cm
- una rete di protezione a dx alta 250 cm

In linea generale, per ponti con campate superiori ai 20 m appartenenti alle categorie A, B, C, è opportuno prevedere sempre un marciapiede di larghezza ≥ 75 cm seppur non previsto dalla normativa D.M. 5/11/2001. La larghezza complessiva del singolo impalcato è pari a 13,20 m mentre il giunto longitudinale che separa le due strutture è pari a 20 cm. Nelle figure seguenti vengono riportate le caratteristiche dimensionali.

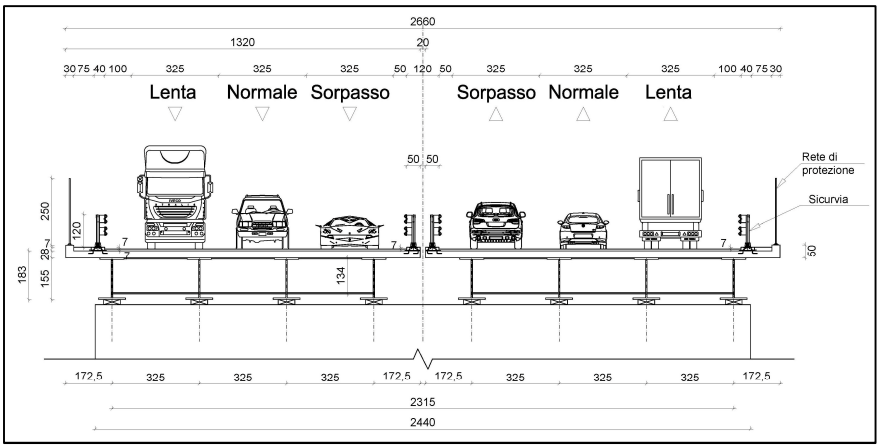


Figura 3-13: Sezione trasversale impalcato zona appoggio

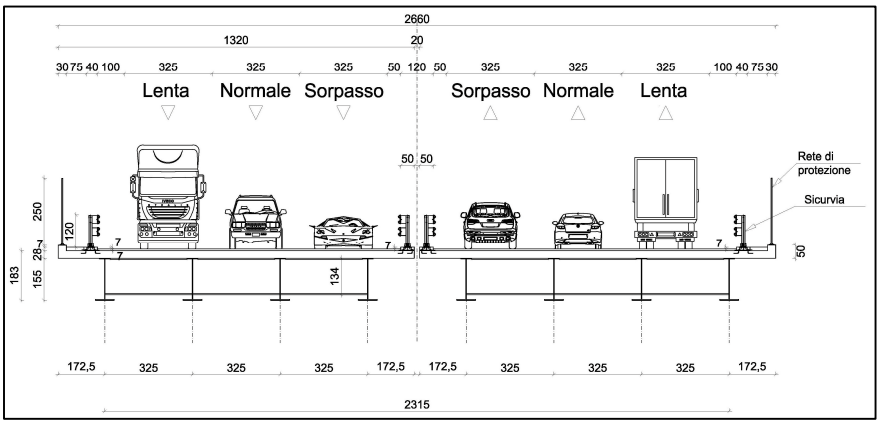


Figura 3-14: Sezione trasversale impalcato zona mezzeria

I dispositivi di ritenuta stradali (detti anche barriere di sicurezza, sicurvia o guardavia) servono a garantire un accettabile livello di sicurezza per gli utenti della strada e per terzi esterni.
Le barriere devono assolvere alle seguenti funzioni:

- contenere l'energia d'urto del veicolo, calcolata facendo riferimento alla componente velocità ortogonale al dispositivo
- limitare la severità dell'impatto sui passeggeri a parità d'urto
- ridurre le azioni trasmesse dai dispositivi all'opera d'arte.

I dispositivi impiegati in tale caso, riportati nel catalogo generale del ministero dei lavori pubblici per la cosiddetta "omologazione" (o "certificato d'idoneità tecnica"), sono barriere deformabili del tipo c.2.1 riportate al capitolo 4c "barriere per opere d'arte (ponti, viadotti, muri e altre opere)".

La pavimentazione stradale è un opera di completamento della sovrastruttura del ponte e, anche se non svolge alcuna funzione strutturale, entra nella progettazione dei ponti perché ha un peso non trascurabile.
Nel caso studio è stata adoperata una pavimentazione normale ovvero quella che si trovano anche in sede naturale. Essa è in conglomerato bituminoso e ha spessori intorno ai 70 mm (40 mm di binder più aperto e 30 mm di usura più chiuso).

Tra il materiale bituminoso e la soletta sottostante è stata prevista una guaina impermeabile di spessore pari a 2 cm. Anche in corrispondenza dei giunti l'impermeabilizzazione viene garantita mediante delle opportune guaine, fornire dagli stessi produttori dei giunti.

La struttura del singolo impalcato è costituita longitudinalmente da quattro travi a doppio T dissimetriche in acciaio ad ali larghe e parallele, solidarizzate alla soletta in cls mediante connettori a taglio di tipo Nelson. I suddetti profilati d'acciaio hanno un'altezza costante di 1,55 m, un'interasse di 3,25 m e sono collegati trasversalmente mediante trasversi in acciaio in parete piena. I traversi sono disposti in corrispondenza degli appoggi e in mezzeria (interasse di 20.50 m). Le travi principali, nella fase di montaggio, sono collegati superiormente mediante un controvento orizzontale. Avendo una livelletta del 5%, i traversi vengono disposti tutti ortogonalmente alla stessa tranne quelli di estremità che sono disposti "a piombo". Nella figura sottostante

vengono riportati le due sezioni tipo delle travi longitudinali (adottate in corrispondenza dell'appoggio e della mezzeria) e quella dei traversi:

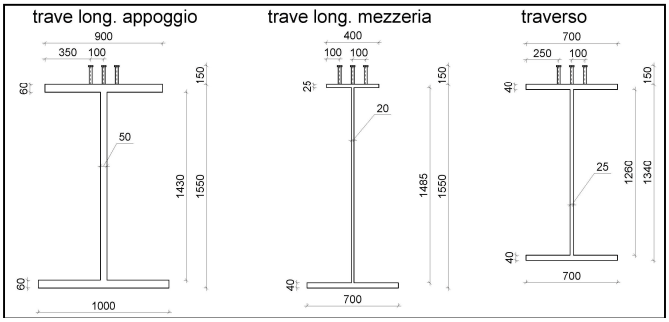


Figura 3-15:Sezioni travi longitudinali e traversi

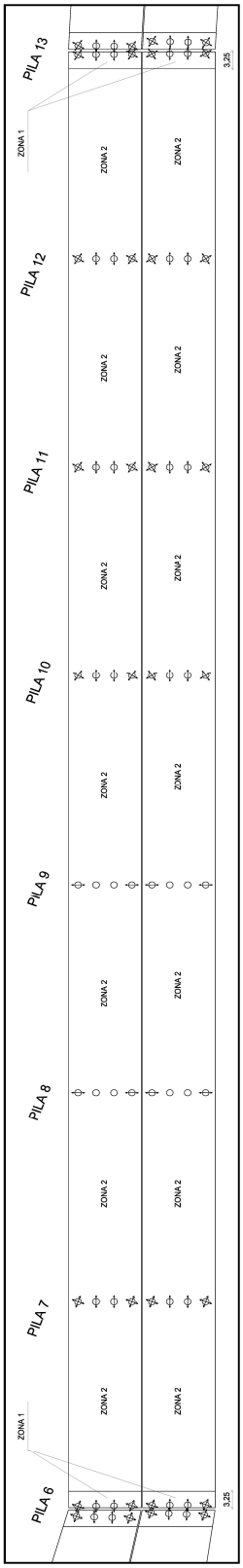


Figura 3-16: Layout ddv e zone per effetti dinamici

Lo spessore della soletta è pari a 0,28 m, di cui 0,24 m gettati in opera e 0,04 m costituiti da predalle prefabbricate autoportanti. La soletta prosegue esternamente alle travi principali con due sbalzi pari a 1,725 m.

Lo schema di vincolo dell'impalcato prevede apparecchi d'appoggio fissi e unidirezionali trasversali sulle pile 8 e 9 mentre apparecchi d'appoggio unidirezionali longitudinali e multidirezionali sulle restanti pile (Figura 3-16).

La scelta di tale schema è stata effettuata in vista della funzionalità che devono avere i dispositivi di vincolo, ovvero, se da un lato devono trasferire alla sottostruttura le sollecitazioni generate dalle azioni longitudinali in fase di servizio (quali vento e fren./accel.) e dalle azioni verticali (quali p.p., permanenti portati, traffico), dall'altro devono permettere l'esplicarsi delle dilatazioni termiche e quindi di tutti i movimenti lenti. Inoltre la scelta dei ddv fissi sulle pile 8 e 9 è stata effettuata sulla base delle seguenti considerazioni:

1. le pile devono avere rigidezze simili
2. le pile devono avere una resistenza tale da incassare le azioni orizzontali in gioco ed essere rigide pertanto poco

flessibili. Con pile al di sopra dei 30 m avremmo elevate inflessioni. Questa strategia non può essere applicata per le azioni sismiche, azioni di entità notevolmente superiori che richiedono pile duttili quindi snelle, flessibili, ovvero opposte a quelle appena viste. Le pile tozze, infatti, sottoposte al sisma sono soggette a rotture fragili.

I dispositivi di vincolo sono del tipo a disco elastomerico confinato, in particolare della serie ALGAPOT PN della ditta ALGA.

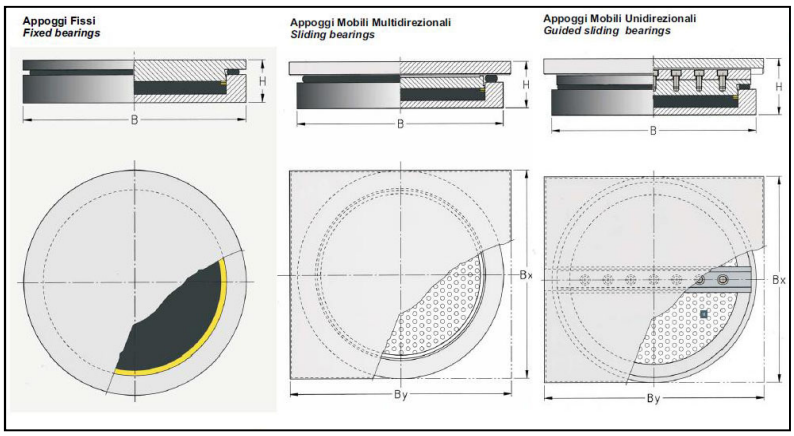


Figura 3-17: Dispositivi ALGAPOT PN

I giunti di dilatazione, come vedremo nel §3.6.2.7, saranno del tipo metallico ad esclusione di quelli "a pettine". Questi possono essere utilizzati solo per livellette con pendenze superiori al 5% dove si utilizza la soluzione 2 della figura 3.18. Infatti in presenza del dislivello Δh della soluzione 1 (questa lecita fino a pendenze del 5%), i giunti metallici a "pettine", provocherebbero alle ruote un pericoloso ostacolo generato dalle punte.

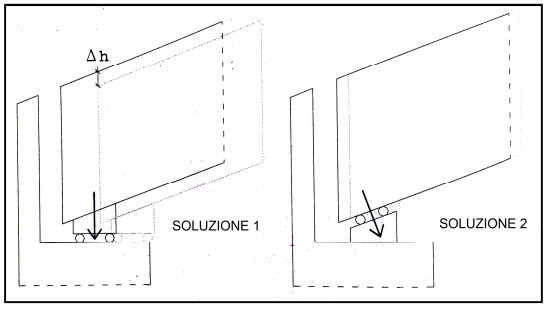


Figura 3-18: Disposizione tipica dei dispositivi di vincolo (ddv)

Per la manutenzione/sostituzione dei ddv, in corrispondenza degli appoggi di

estremità, è stato previsto un allargamento della parte inferiore delle travi (con opportuno rinforzo sovrastante) per l'alloggiamento dei martinetti idraulici. Mentre negli appoggi intermedi si ha già la possibilità di aggiungere longitudinalmente il martinetto davanti o dietro il ddv (Figura 3-19; Figura 3-20).

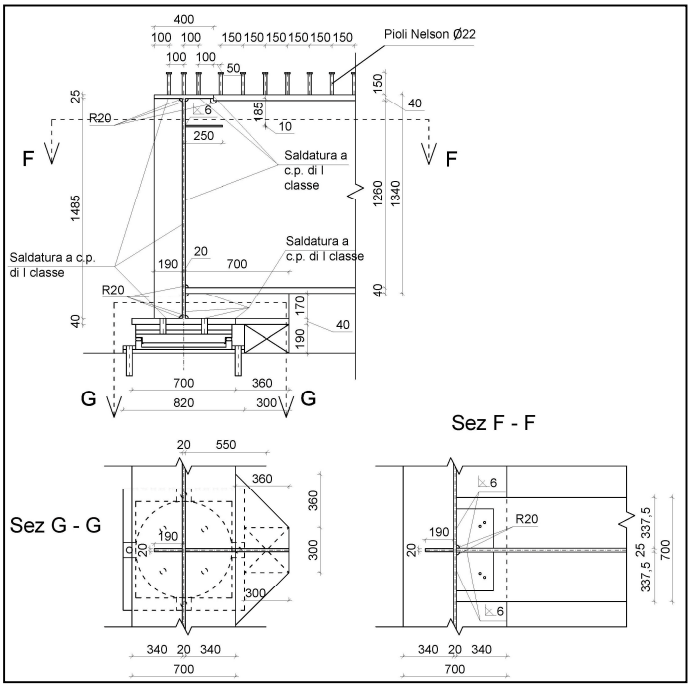


Figura 3-19: Particolare contrasto per martinetti in zona di estremità

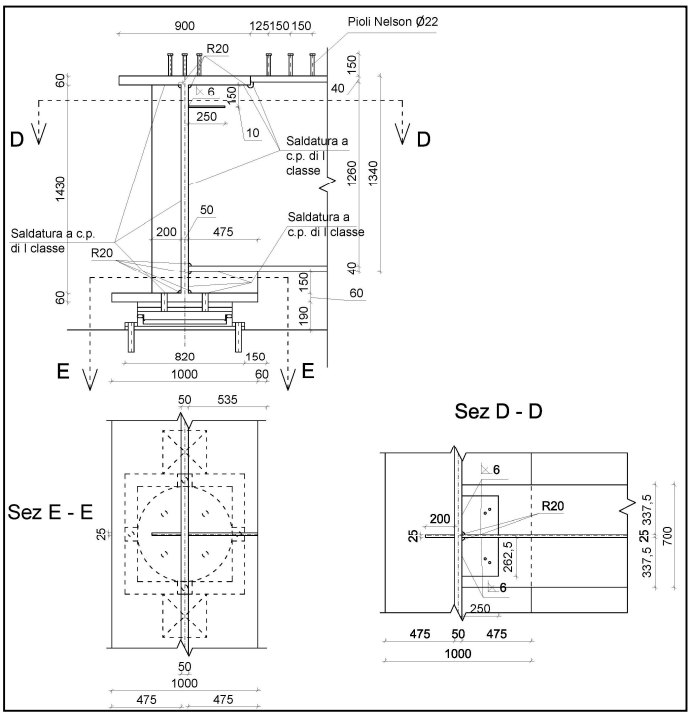


Figura 3-20: Particolare contrasto martinetti zona interne

Nella realizzazione dei marciapiedi si prevede di gettare tutto l'elemento pieno lasciando ammarati dei tubi per l'eventuale passaggio di cavi. Inoltre è stata prevista un'opportuna tubazione per lo scolo dell'acqua piovana. Nella successiva immagine si riporta un dettaglio di tali elementi:

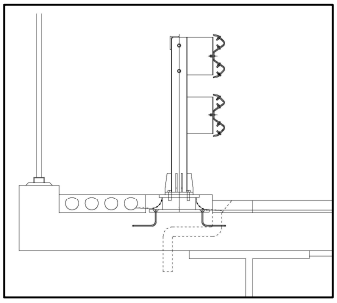


Figura 3-21: Particolare tubi ammarati e scolo d'acqua

3.1.1 Esecuzione del manufatto

L'impalcato viene suddiviso in conci, longitudinalmente di lunghezza massima 15.00 m e trasversalmente di lunghezza massima 1.65 m. Le dimensioni dei conci vengono determinati dai limiti per "autotreni a bilico"(§3.6.2.1). Prodotti in stabilimento e trasportati in sito, i conci vengono assemblati a piè d'opera mediante saldature a completa penetrazione di I classe. I collegamenti delle aste di controvento sono realizzati a piè d'opera mediante bulloni a taglio ad alta resistenza di classe 8.8, mentre le relative piastre vengono saldate alla struttura principale mediante saldature a cordone d'angolo. Costituita l'intera campata a piè d'opera, si posiziona il tutto mediante un opportuno carrovaro effettuando così il cosiddetto montaggio "span by span".

La soletta in cemento armato è prevista gettata in opera utilizzando delle coppelle prefabbricate autoportanti in c.a.. Le coppelle sono inoltre provviste di aree libere in corrispondenza delle piattabande delle travi sottostanti, dove vengono posizionati i connettori saldati (Figura 3-22).

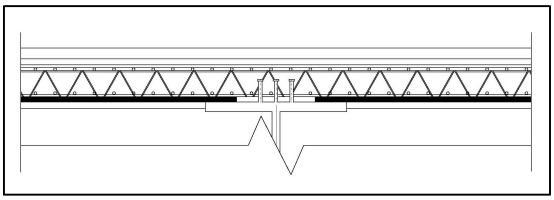


Figura 3-22: Particolare delle coppelle in corrispondenza dei pioli

Una volta disposte le coppelle sulla travata metallica si provvede alla posa dell'armatura trasversale integrativa e dell'armatura longitudinale di ripartizione ed infine si esegue il getto a spessore definitivo.

Trattandosi di trave continua su più appoggi, per mitigare le tensioni nelle zone a momento negativo, è stato previsto un getto differenziato ed in fasi: prima in campata e successivamente negli appoggi [4].

3.2 Caratteristiche dei materiali per la nuova sovrastruttura

3.2.1 Calcestruzzo per soletta

La durabilità di una struttura è la capacità di durare nel tempo, resistendo alle azioni aggressive dell'ambiente, agli attacchi chimici, all'abrasione o ad ogni altro processo di degrado che coinvolga oltre alla pasta cementizia anche le eventuali armature metalliche [norma UNI 11104:2004, UNI 206-1:2006].
Attraverso la definizione delle classi di esposizione (la norma prevede 6 classi con relative sottoclassi) vengono individuati i valori del copriferro, la classe di resistenza minima e il rapporto acqua-cemento (a/c) da adottare per il calcestruzzo.
Ricordando brevemente che la classe di esposizione 1 è relativa alle situazioni con nessun rischio di corrosione alle armature o di attacco al calcestruzzo, le classi di esposizione 2, 3, 4 si riferiscono al rischio di corrosione delle armature (rispettivamente da carbonatazione, da cloruri non proveniente da acqua di mare, da cloruri proveniente da acqua di mare) e le classi 5 e 6 all'attacco del calcestruzzo da parte di agenti esterni (rispettivamente da cicli di gelo/disgelo, da attacco chimico), nel caso in esame sono state considerate le seguenti classi di esposizione:

XC3	-	corrosione armatura da carbonatazione, c.e. 2
XF2	-	attacco calcestruzzo da cicli gelo/disgelo, c.e. 5
0,50	-	rapporto max acqua/cemento (a/c)

Il calcestruzzo grazie alla sua elevata alcalinità, offre un ambiente ideale per proteggere le barre d'acciaio dagli agenti esterni (umidità, acqua e ossigeno che innescono la corrosione). Tale protezione consiste nel creare, in assenza di cloruri, un film di ossido "protettivo" sulle barre in ambiente basico (pH > 11,5) formando così quella condizione definita "di passività". Purtroppo tale protezione nel tempo può venire meno ed essenzialmente per tre motivi:

- Carbonatazione

  La carbonazione non è altro che un reazione chimica tra l'idrossido di calcio presente nel cls e l'anidride carbonica che penetra nello stesso, presente nell'atmosfera circostate alle strutture. Essa non è pericolosa per il cls stesso producendo invece effetti positivi (aumento della durezza, riduzione della porisità, aumenta della resistenza) ma ha importanti conseguenze per l'armatura infatti producendo il carbonato di calcio abbassa i valori di pH vicino al neutro neutralizzando così la protezione che forniva in ambiente alcalino.

  La profondità di carbonatazione si può determinare mediante la prova alla fenolftaleina (UNI 9944). In sostanza sulla superficie del campione, subito dopo l'estrazione, si spruzza un velo di soluzione alcolica di fenolftaleina: il calcestruzzo carbonatato non modifica il suo colore, mentre il calcestruzzo non ancora carbonatato assume il colore rosa della fenolftaleina in ambiente alcalino.

- Cloruri

  I cloruri presentano una causa frequente di corrosione delle armature ma in particolar modo quando abbiamo a che fare con sali disgelanti, acqua marina o nelle vecchie costruzioni dove i cloruri potevano essere presenti nei materiali di costruzione (acqua d'impasto, sabbia di mare non lavata, alcuni additivi). Oggi i materiali sono soggetti alle normative che vietano l'uso di materie prime che ne contengano una significativa percentuale. I cloluri in sostanza, in base alla concetrazione (alta o bassa) che dipende dalle condizioni in cui di trova la struttura (immersa in acqua o esposta all'area), produce la rottura del film protettivo creato dal cls e rende l'armatura vulnerabile alla corrosione.

Mediante analisi chimiche su campioni rappresentativi di diverse profondità si possono determinare i profili di contenuto totale di cloruri.

- Correnti vaganti
  Nel caso di strutture interessate da campi elettrici, ovvero correnti vaganti, quest'ultime possono provocare la rottura del film protettivo come avviene per i cloruri.

Il fenomeno che si incontra più spesso nelle costruzioni è quello dello sfaldamento ed il conseguente distacco del copriferro, causati dalla carbonatazione del calcestruzzo e dalla successiva corrosione e rigonfiamento delle armature.

"La formazione di ghiaccio all'interno di un materiale poroso, è una delle cause più frequenti di degradazione del materiale stesso. L'aumento di volume (circa il 9%) che accompagna la solidificazione dell'acqua provoca l'espulsione del liquido non ancora congelato dalle cavità nelle quali inizia la formazione del ghiaccio. A causa di ciò si genera una pressione idraulica che dipende dalla resistenza offerta al flusso dell'acqua, e cioè dalla permeabilità del materiale e dalla lunghezza del cammino persorso dall'acqua dalla cavità dove avviene la solidificazione alla superficie libera del materiale o ad un'altra cavità vuota che possa ospitare l'acqua espulsa. Se questo cammino è relativamente lungo, il valore della pressione idraulica supera quello della resistenza meccanica a trazione ed inizia la degradazione del materiale. Cicli ripetuti di gelo e disgelo provocano ovviamente effetti cumulativi che si manifestano prima attraverso uno sfaldamento superficiale (scaling) e quindi attraverso la disintegrazione di tutto il materiale.

Il calcestruzzo è un materiale poroso e quindi anche esso soggetto a degradazione se sottoposto a cicli di gelo-disgelo. La maggior parte dei pori del calcestruzzo sono generalmente localizzati nella pasta di cemento che avvolge gli inerti. È noto che nella pasta cementizia esistono sostanzialmente due categorie di pori: quelli del gel (diametro 10 - 100 Å) e quelli capillari (100 Å - 10μ). A causa della dimensione relativamente piccola la formazione dei cristalli di ghiaccio nei pori del gel può avvvenire solo a temperature inferiori a -78°C, ciò significa che in pratica l'acqua solidifica solo nei pori capillari. Pertanto una diminuzione della porosità capillare,

provocata da una diminuzione del rapporto acqua/cemento (a/c) e da un maggior grado di idratazione del cemento, ha come effetto quello di migliorare la resistenza del calcestruzzo ai cicli di gelo-disgelo." [5]

Considerando la condizione più sfavorevole in termini di classe di resistenza, del rapporto acqua-cemento (a/c), del copriferro insieme alla limitazione della normativa al punto 7.4.2.1 della NTC dove la classe > C20/25, si ha:

Classe cls	C28/35		classe di resistenza minima
Rck =	35,00	N/mm^2	resistenza caratteristica cubica
fck =	28,00	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica
γM =	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
fcd =	15,87	N/mm^2	resistenza di progetto
fcm =	36,00	N/mm^2	valore medio della resistenza cilindrica
Ecm =	32300	N/mm^2	modulo elastico del cls C28/35
c =	55	mm	copriferro minimo (ved. cap. verifiche)

Il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo adottato nei calcoli, come prescrive la norma al §4.1.2.1.2.2, è riportato nella seguente figura:

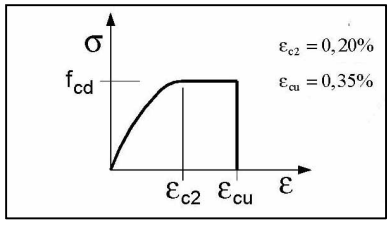


Figura 3-23: Modelli σ-ε per il calcestruzzo

3.2.2 Acciaio per armature ordinarie

Per quanto concerne l'acciaio per le armature ordinarie è stato utilizzato l'acciaio B450C con le seguenti caratteristiche:

fyk ≥	450,0	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
γM =	1,15	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
fyd =	391,3	N/mm^2	resistenza di progetto

Es =	210000	N/mm^2	modulo elastico
fbd =	2,97	N/mm^2	resistenza tang. di aderenza di calcolo

Il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio adottato nei calcoli, come prescrive la norma al §4.1.2.1.2.3, è quello "elastico-perfettamente plastico" riportato nella seguente figura:

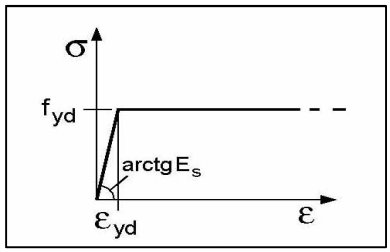


Figura 3-24: Modello σ-ε per l'acciaio

3.2.3 Acciaio per carpenteria metallica

Per quanto concerne l'acciaio per le carpenteria metallica è stato utilizzato l'acciaio S355 con le seguenti caratteristiche:

fyk =	355,0	MPa	resistenza di calcolo (t ≤ 40 mm)
fyk =	335,0	MPa	resistenza di calcolo (t > 40 mm)
γM =	1,05	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
fd =	338,0	MPa	resistenza di calcolo (t ≤ 40 mm)
fd =	319,0	MPa	resistenza di calcolo (t > 40 mm)
Es =	210000	MPa	modulo elastico

3.2.4 Acciaio per controvento di montaggio

Per quanto concerne l'acciaio per il controvento di montaggio è stato utilizzato l'acciaio S235 con le seguenti caratteristiche:

fyk =	235,0	MPa	resistenza di calcolo (t ≤ 40 mm)
fyk =	215,0	MPa	resistenza di calcolo (t > 40 mm)
γM =	1,00	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
fd =	188,0	MPa	resistenza di calcolo (t ≤ 40 mm)
fd =	172,0	MPa	resistenza di calcolo (t > 40 mm)
Es =	210000	MPa	modulo elastico

3.2.5 Connettori

I connettori o pioli sono del tipo “Nelson: S3L 22x150 - mild steel”, con le seguenti caratteristiche:

- Φ=22 mm
- Altezza = 150 mm

fyk ≥	350,00	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
ft ≥	450,00	N/mm^2	tensione di rottura
Es =	210000	N/mm^2	modulo elastico

3.2.6 Unioni saldate

Si eseguono saldature a completa penetrazione di I classe per l’assemblaggio della struttura principale e a cordone d’angolo per il controvento di montaggio.

3.2.7 Unioni bullonate

Nei collegamenti bullonati vengono utilizzati viti di classe 8.8 con le seguenti caratteristiche meccaniche:

fyb = 640,00 N/mm^2

ftb = 800,00 N/mm^2

γM2 = 1,25

3.3 Analisi dei carichi

Si riporta di seguito una descrizione dei carichi considerati per il dimensionamento delle strutture in oggetto.

Dal DM 14/01/08, le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti (g);
- le distorsioni, ivi comprese quelle dovute a presollecitazioni di progetto, quelle di origine termica ed effetti reologici (ε);
- le azioni variabili da traffico (q1, q2, q3, q4);

- le azioni variabili di vento e neve (q5);

La viscosità deve essere considerata associata a quelle azioni per le quali dà effetto.

3.3.1 Azioni permanenti

3.3.1.1 Pesi propri strutturali (g_1)

Il peso proprio degli elementi strutturali (travi longitudinali, controventi, traversi e soletta) è computato considerando un peso specifico pari a

- γs=78.5 KN/m^3 per l'acciaio
- γcls=25.0 KN/m^3 per il calcestruzzo.

P.p. trave principale appoggio	= 14,56 kN/m
P.p. trave principale mezzeria	= 5,32 kN/m
P.p. traversi	= 6,87 kN/m
P.p. soletta (da 28 cm)	= 7,00 kN/mq

Il peso proprio dell'impalcato metallico è stato determinato applicando un coefficiente amplificativo f=1.10 al peso effettivo delle travi principali che tenga conto degli elementi strutturali secondari (giunti, irrigidimenti e controventi). Esso è stato calcolato in automatico dal programma di calcolo una volta nota la geometria e inseriti i pesi specifici ed è definito DEAD.
Il peso proprio della soletta, invece, è stato inserito come carichi esterni.

3.3.1.2 Permanenti portati (g_2)

I carichi permanenti portati vengono considerati con i seguenti valori unitari e rappresentano gli elementi della figura 3-25.

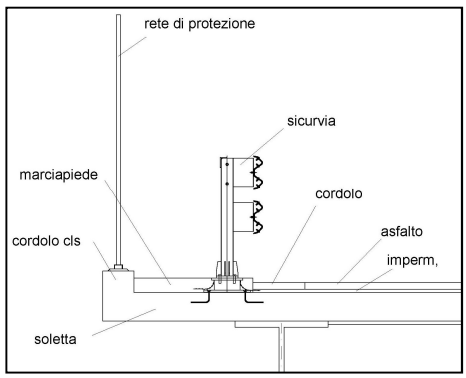


Figura 3-25: Elementi accessori

Cordolo cls	= 25 kN/mc
Pavimentazione (4 cm binder, 3 cm usura, 3 imperm)	= 3 kN/mq
Marciapiede (14 cm)	= 3,5 kN/mq
Sicurvia	= 1,2 kN/m
Rete di protezione	= 1,2 kN/m

I carichi permanenti portati sono stati applicati sul modello come carichi esterni uniformemente distribuiti su aree (pavimentazione, marciapiede) o lungo linee (sicurvia, rete di protezione). Nel modello generale, per questi ultimi è stata adoperata una trave fittizia di massa e rigidezza trascurabile.

Per semplicità di esecuzione e a favore di sicurezza, i carichi permanenti sono stati applicati utilizzando lo schema di carico di Figura 3-26, dove 3,5 kN/m indica il carico relativo al marciapiede, alla pavimentazione ed una quota parte del cordolo (14 cm su 21 cm) mentre 3kN/m indica i sicurvia, la rete di protezione con il restante del cordolo (7 cm).

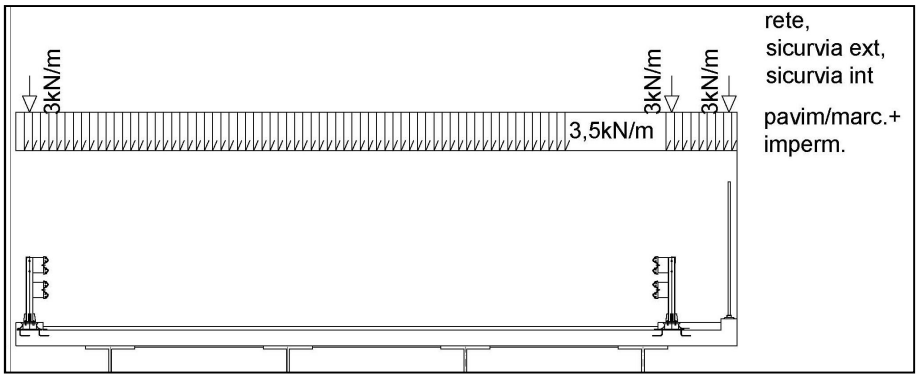


Figura 3-26: Disposizione trasversale carichi permanenti portati

3.3.2 Deformazioni impresse

3.3.2.1 Ritiro del calcestruzzo (ε_2)

In relazione alla geometria e alle caratteristiche della soletta, alle condizioni ambientali, all'umidità relativa del getto, si assume una deformazione per ritiro a tempo infinito pari a [11.2.10.6 – NTC08]:

$$\varepsilon cs = -3{,}5 \times 10^{-4}$$

L'età del conglomerato a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro (t0) è compresa nell'intervallo 1-7 giorni.

Gli effetti del ritiro sulla struttura composta si calcolano secondo il procedimento approssimato attribuito ad E. Mörsch, per il quale si prevede [6] [7]:

- l'applicazione nel baricentro della soletta di una forza di trazione *Nrit = Ec/(1+φ)*εcs*Ac* agente sulla soletta;
- l'applicazione nel baricentro della soletta di una forza di compressione *Nrit = Ec/(1+φ)*εcs*A*c agente sulla sezione ideale della trave composta acciaio calcestruzzo; l'iperstaticità della struttura in oggetto comporta la necessità di applicare il momento di trasporto *Mrit= Nrit*ebar* (ove con *ebar* si definisce la distanza tra il baricentro della soletta ed il baricentro della sezione composta) nelle sezioni terminali dei conci di estremità delle travi e valutarne gli effetti mediante il modello di calcolo descritto nei successivi paragrafi.

εcs=	-0.00035	coefficiente di ritiro finale	
Ec =	32500000	KN/m^2	modulo elastico del cls
Ac =	3.70	m^2	area di cls
ebar=	0.14	m	distanza baricentro soletta – baricentro trave (a lungo termine)
φ=	2		
Nrit =	**14050**	KN	
Mrit =	**1967**	KNm	

3.3.2.2 Scorrimenti viscosi (ε_2)

Gli effetti conseguenti alla viscosità del calcestruzzo per azioni di lunga durata (sovraccarichi permanenti, ritiro, ecc.), possono essere valutati forfettariamente assumendo nel calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione composta un valore ridotto del modulo di elasticità del calcestruzzo $E_{c(t=\infty)}$ fornito dall'espressione [7] [6]:

$E_{c(t=\infty)} = Ec / (1+\varphi)$	modulo di elasticità cls ridotto
$E_{c(t=0)} = 30000$	modulo di elasticità cls ridotto a t=0
$\varphi = 2$	coefficiente di viscosità a t=∞
$E_{c(t=\infty)} = 10000$	modulo di elasticità cls ridotto a t=∞

di conseguenza si hanno coefficienti di omogeneizzazione *n* diversi al variare del periodo (*n=Es/Ec*):

$n_{t=0}$ = 6 coeff. di omogeneizzazione a t=0

$n_{t=\infty}$ = 18 coeff. di omogeneizzazione a t=∞

3.3.2.3 Variazioni termiche (ε_3)

Il DM 14/01/2008 non fornisce particolari indicazioni sulle modalità di determinazione degli effetti delle variazione termiche pertanto si è fatto riferimento all'eurocodice (UNI ENV 1991-2-5) la quale prevede due possibili procedure per il calcolo di tali effetti:

(2) Per i ponti, tutti i valori caratteristici delle azioni termiche dovrebbero essere accertati con componente di temperatura uniforme (vedere 6.1.3) e con componente di temperatura variabile linearmente (vedere 6.1.4).

(3) Nei casi per i quali bisogna considerare in dettaglio distribuzioni di temperatura non lineari - cioè in casi in cui non possono essere fornite misure dettagliate (per esempio nel caso di strutture composite) - dovrebbero essere applicate appropriate differenze di temperatura. I valori sono forniti nell'appendice B.

Nel caso in esame è stata applicata la prima procedura, quindi in sede di calcolo, per la variazione termica, occorre distinguere due diversi contributi:

- una variazione termica uniforme
- un gradiente di temperatura sulla sezione retta (indicativo del fatto che l'intradosso e l'estradosso della struttura si possono trovare a temperature diverse a causa di riscaldamenti e raffreddamenti differenziali).

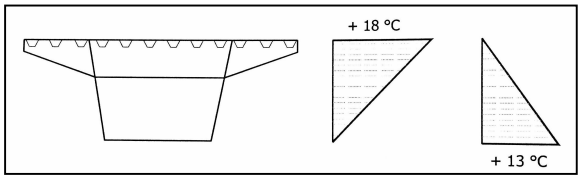


Figura 3-27: Esempio di gradiente di temperatura

La prima aliquota non provoca sollecitazioni a patto che al ponte siano permessi scorrimenti orizzontali in corrispondenza degli appoggi, a meno di eventuali attriti negli appoggi stessi. Essa induce soltanto un allungamento o un accorciamento della linea d'asse della struttura. Più significativa è la seconda aliquota, la quale produrrà effetti in una struttura dovuti a:

- impedimento della libera curvatura dovuto alla forma della struttura (per esempio portali, travi continue, ecc.)
- attrito agli appoggi scorrevoli
- effetti geometrici non lineari (effetti del 2° ordine)

Considerando la struttura in esame appartenente al “gruppo 2” (impalcati di ponti di calcestruzzo su profili di acciaio scatolari, travature reticolari o travi parete) le due aliquote vengono determinate come segue:

- componente uniforme della temperatura:

T0=	10	°C	Temperatura di riferimento (temp effettiva della struttura quando viene vincolata)
Tmin=	-4,5	°C	Minima temperatura dell’aria all’ombra a Napoli(Figura 3-28)
Tmax=	41	°C	Massima temperatura dell’aria all’ombra a Napoli (Figura 3-29)

Figura 3-28: Isoterme dell’aria all’ombra min

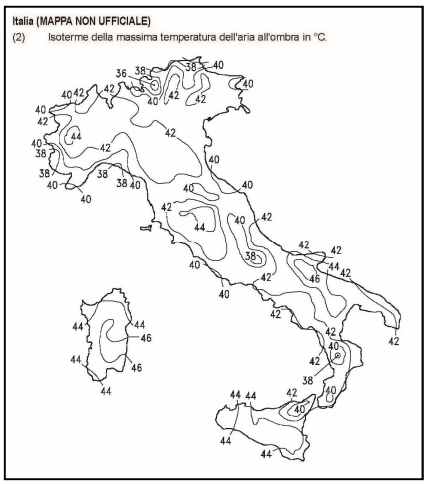


Figura 3-29. Isoterme dell’aria all’ombra max

Partendo dai valori della massima e minima temperatura dell’aria all’ombra a Napoli (Figura 3-28; Figura 3-29) si determinano la massima e la minima temperatura effettiva del ponte mediante la Figura 3-30.

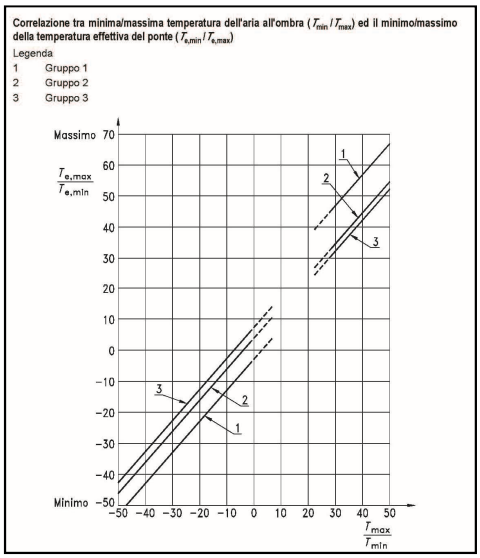


Figura 3-30: Correlazione temp. dell’aria all’ombra e temp. del ponte

Te,min=	-2	°C	Minima temperatura effettiva del ponte (figura 3-30)
Te,max=	45	°C	Massima temperatura effettiva del ponte(figura 3-30)
ΔTN,neg	**-12**	**°C**	**valore caratteristico dell'intervallo massimo della temperatura negativa effettiva ΔTN,neg = Te,min - T0**
ΔTN,pos	**35**	**°C**	**valore caratteristico dell'intervallo massimo della temperatura positiva effettiva ΔTN,pos = Te,max - T0**

- componente lineare della temperatura (o gradiente)

prospetto 6.1 **Valori caratteristici delle differenze lineari di temperatura per diversi gruppi di sovrastrutture del ponte**

Gruppi di sovrastruttura (vedere l'appendice B)	Ponti stradali		Ponti ferroviari	
	Differenza di temperatura positiva	Differenza di temperatura negativa	Differenza di temperatura positiva	Differenza di temperatura negativa
	$\Delta T_{M,pos}$ (°C)	$\Delta T_{M,neg}$ (°C)	$\Delta T_{M,pos}$ (°C)	$\Delta T_{M,neg}$ (°C)
Gruppo 1: Impalcati di ponti di acciaio su profili di acciaio scatolari, travi reticolari o travi parete	[18]	[- 13]	[18]	[- 13]
Gruppo 2: Impalcati di ponti di calcestruzzo su profili di acciaio scatolari, travature reticolari o travi parete	[15]	[- 18]	[15]	[- 18]
Gruppo 3: Solette o impalcati di calcestruzzo su:				
- travi parete scatolari di calcestruzzo	[10]	[- 5]	[10]	[- 5]
- travi a T di calcestruzzo	[15]	[- 8]	[15]	[- 8]
- solette di calcestruzzo	[15]	[- 8]	[15]	[- 8]

Nota - I valori forniti nel presente prospetto rappresentano i valori limite superiori delle componenti di temperatura variabile linearmente per esempi rappresentativi della geometria del ponte.

prospetto 6.2 **Fattori k_{sur} per tenere conto dei diversi spessori della superficie**

Spessore della superficie	Ponti stradali e ferroviari					
	Calcestruzzo		Acciaio		Composito	
	Superficie superiore più calda di quella inferiore	Superficie inferiore più calda di quella superiore	Superficie superiore più calda di quella inferiore	Superficie inferiore più calda di quella superiore	Superficie superiore più calda di quella inferiore	Superficie inferiore più calda di quella superiore
(mm)	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
0	1,5[1)]	1,0	1,6[1)]	0,6	1,1	0,9
50	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
100	0,7	1,0	0,7	1,2	1,0	1,0
150	0,5	1,0	0,7	1,2	1,0	1,0
ballast (60 cm)	0,6	1,0	0,6	1,4	0,8	1,2

1) Questi valori rappresentano i valori limite superiori.

Ksur,1=	1	Fattore per tener conto di un diverso spessore della superficie (prospetto 6.2)
Ksur,2=	1	Fattore per tener conto di un diverso spessore della superficie (prospetto 6.2)

ΔTM,neg'	**-18**	**C°**	**Differenza di temperatura negativa ΔTM,neg' = ΔTM,neg * Ksur** (prospetto 6.1)
ΔTM,pos'	**15**	**C°**	**Differenza di temperatura positiva ΔTM,pos' = ΔTM,pos * Ksur** (prospetto 6.1)

L'eurocodice prescrive inoltre (ENV 1991-2-5:1997 - 6.1.5): se è necessario prendere in considerazione sia la differenza di temperatura ΔTm e la componente uniforme della temperatura ΔTn ipotizzando condizioni di simultaneità (per esempio in caso di strutture intelaiate) si devono utilizzare le seguenti espressioni:

$$\Delta T_{M,heat}(or \Delta T_{M,cool}) + 0{,}35\Delta T_{N,\exp}(or \Delta T_{N,cou})$$
$$0{,}75\Delta T_{M,heat}(or \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,\exp}(or \Delta T_{N,con})$$

Le differenze di temperatura fornite nel prospetto tra la sommità e l'estremo inferiore della sovrastruttura vengono inserite nel Sap2000 tramite la relativa sezione "definizione gradiente temperatura".

3.3.3 Carichi mobili (q_1)

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli *schemi di carico* descritti nel §5.1.3.3.3, disposti su corsie convenzionali.

Le larghezze *wl* delle corsie convenzionali, che dipendono dalla larghezza della carreggiata larga *w* [tab. 5.1.I – NTC08], ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono:

w = 11,25 m

$nl = int(w/3)$ = 3

wl = 3 m

zona rimanente = $w-(3xnl)$ = 2,25 m

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto, pertanto, per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è

numerata come corsia n° 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia n° 2, ecc.

Quando la carreggiata consiste di due parti separate portate da due impalcati indipendenti, per il progetto di ciascun impalcato si adottano numerazioni indipendenti. Quando, invece, gli impalcati indipendenti sono portati da una singola pila o da una singola spalla, per il progetto della pila o della spalla si adotta un'unica numerazione per le due parti.

Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli *schemi di carico* definiti nel seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale e trasversale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

In conformità alla normativa di riferimento (punto 5.1.3.3.3 - D.M. 04.02.2008), si prendono in considerazione i seguenti carichi mobili, comprensivi degli effetti dinamici, per ponti di 1° categoria:

- schemi di carico 1 per verifiche globali e locali
- schemi di carico 2 per verifiche locali
- schemi di carico 5 per verifiche globali e locali

Lo "*schema di carico 1*" è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in figura. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

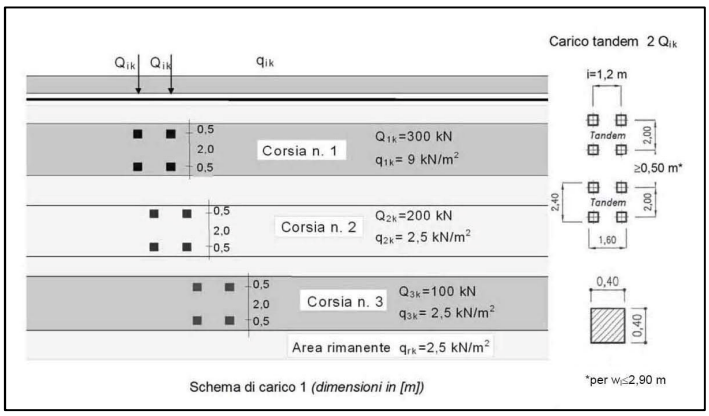


Figura 3-31: Schema di carico 1

- prima colonna di carico costituita da due carichi assiali $Q1k$ = 300 kN e un carico uniformemente distribuito $q1k$ = 9 kN/m^2 su una larghezza convenzionale pari a 3.00m;
- seconda colonna di carico analoga alla precedente, ma con carichi rispettivamente pari a $Q2k$ = 200 kN e $q2k$ = 2.5 kN/m^2;
- terza colonna di carico analoga alla precedente, ma con carichi rispettivamente pari a $Q3k$ = 100 kN e $q3k$ = 2.5 kN/m^2;
- quarta colonna di carico e/o area rimanente costituita da un carico uniformemente distribuito pari a qrk = 2.5 kN/m^2.

Lo "*schema di carico 2*" è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in figura. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Pertanto dovrà essere messo trasversalmente alla direzione del ponte, ma qualora la posizione parallela fosse più sfavorevole, andrà considerata quest'ultima simulando un mezzo in manovra [3]. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

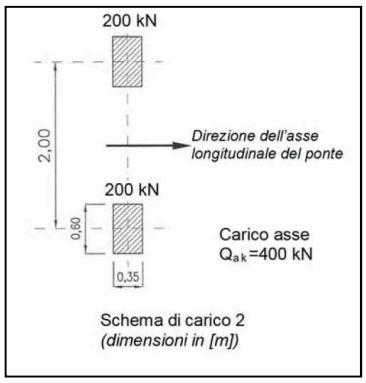


Figura 3-32: Schema di carico 2

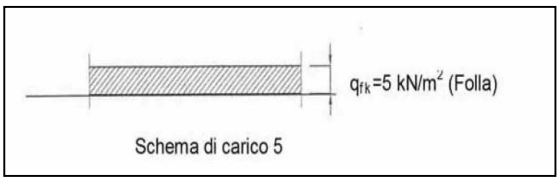


Figura 3-33: Schema di carico 5

Lo "*schema di carico 5*" è costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/mq. Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/mq. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

I sovraccarichi mobili, come già detto, saranno considerati nelle diverse disposizioni longitudinali e trasversali atte a generare le massime sollecitazioni nelle sezioni di verifica. Come vedremo in seguito, mentre le disposizioni longitudinali sono determinate in automatico dal programma di calcolo, quelle trasversali vengono determinate manualmente, pertanto saranno eseguite più analisi in base alla disposizione trasversale.

3.3.4 Incremento dinamico in presenza di discontinuità strutturali (q_2)

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità. In casi particolari, come ad esempio, in prossimità di interruzioni della continuità strutturale della soletta, può essere necessario considerare un coefficiente dinamico addizionale *q2*, da valutare in riferimento alla specifica situazione considerata.
Nel caso studio, in prossimità della discontinuità strutturale e per gli effetti locali, sono state considerate delle caratteristiche della sollecitazione amplificate di 1,5 volte rispetto a quelle determinate considerando solo la diffusione dei carichi nello spessore e un limitato effetto piastra dovuto alla discontinuità.

3.3.5 Azione longitudinale di frenamento e di accelerazione (q_3)

Per i ponti di 1° categoria la forza di frenamento/accelerazione è determinata secondo la seguente relazione ed è limitata tra due valori:

$$180kN \leq q3 = 0.6\ (2Q1k) + 0.1q1k\ w1\ L \leq 900kN$$

Il limite inferiore è dovuto alla minima forza applicabile al paraghiaia, mentre quello superiore è dovuto all'effetto molla nel traffico. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Dall'EC (UNI ENV 1991-3:1998): questa forza dovrebbe essere considerata posizionata lungo l'asse di ogni corsia. Tuttavia, qualora gli effetti dell'eccentricità non siano significativi, si può considerare che la forza sia applicata solo lungo l'asse della carreggiata come nel caso in esame.

Per il 1° tratto curva a sinistra:

L=	246.0	m	lunghezza trave continua
q_3 =	900.0	kN	azione di frenamento/accelerazione
f_{rip} =	**3,66**	kN/m	frenatura applicata

Per il 2° tratto in rettilineo:

L=	287.0	m	lunghezza trave continua
q_3 =	900.0	KN	azione di frenamento/accelerazione
f_{rip} =	**3,14**	KN/m	frenatura applicata

Per il 3° tratto curva a destra:

L=	106.4	m	lunghezza trave continua
q_3 =	647,28	KN	azione di frenamento/accelerazione
f_{rip} =	**6,08**	KN/m	frenatura applicata

Per la rampa d'entrata e d'uscita:

L=	20.0	m	lunghezza trave continua
q_3 =	414.0	KN	azione di frenamento/accelerazione
f_{rip} =	**20,7**	KN/m	frenatura applicata

3.3.6 Azione centrifuga (q4)

In virtù della piccola curvatura del tracciato planimetrico dell'opera in esame, l'azione centrifuga è stata trascurata.

3.3.7 Azione della neve (q5)

Il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico in quanto in caso di neve il ponte viene chiuso al traffico, salvo che per ponti coperti.

3.3.8 Azione del vento (q5)

Per le costruzioni usuali tale azione viene convenzionalemente ricondotta ad una azione statica equivalente. Mentre l'eurocodice prevede tre diverse componenti del

vento (*Vx, Vy, Vz*) [8], la nostra normativa nazionale prevede solo la componente lungo x ed a quest'ultima faremo riferimento nel nostro caso.

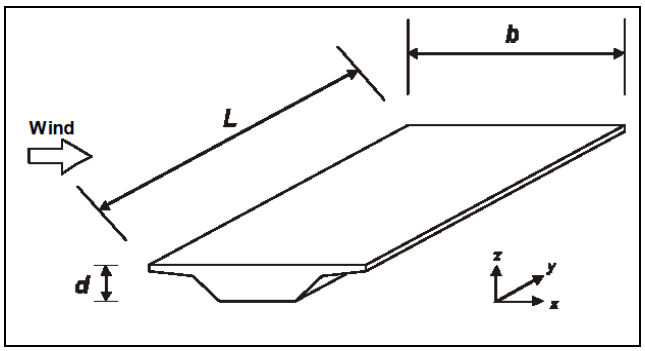


Figura 3-34: Azione del vento lungo x

L'azione del vento può essere, pertanto, convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

L'azione del vento si può valutare come sopra specificato nei casi in cui essa non possa destare fenomeni dinamici nelle strutture del ponte o quando l'orografia non possa dar luogo ad azioni anomale del vento.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = qb*ce*cp*cd \text{ : pressione del vento misurata in } N/m^2$$

con:

qb : pressione cinetica di riferimento

ce : coefficiente di esposizione

cp : coefficiente di forma

cd : coefficiente dinamico

La costruzione in esame, situata a Napoli, è classificata come "zona 3", quindi caratterizzata dai seguenti valori delle grandezze di riferimento:

a_0=	500	m	tab 3.3.I NTC08
$V_{b,0}$=	27	m/s	tab 3.3.I
k_a=	0.02	sec^{-1}	tab 3.3.I

Poiché la quota del sito *as* (100-150 m) è inferiore a *a0* = 500 m, il valore della velocità di riferimento è pari al valore di *vb,0*, quindi:

vref = 27 m/sec

$qb = 1/2\ \rho\ vb^2 = 455.63\ N/m^2$

Oltre alla velocità di riferimento riportata dalla norma in funzione del sito (27 m/s) verrà considerata anche il valore limite compatibile con il transito dei mezzi pesanti (pari a 23 m/s), oltre il quale gli stessi vengono ribalati, in assenza di barriere proteggi vento. Quindi in corrispondenza di tale valore limite avremo:

vref = 23 m/sec

$qb = 1/2\ \rho\ vb^2 = 331.00\ N/m^2$

Considerando per la costruzione in esame i seguenti dati di input:

- distanza della costruzione dal mare: 2 km
- altezza del sito della costruzione sul livello del mare: 100-150 m
- classe di rugosità del terreno: A

di seguito si riportano i valori dei coefficienti relativi all'azione del vento sull'impalcato:

cat=	IV		Categoria di esposizione	
kr=	0.22		tab 3.3.II NTC08	
z0=	0.30	m	tab 3.3.II	
zmin=	8	m	tab 3.3.II	
z=	46,75	m	altezza dal suolo del centro dall'impalcato	
ct=	**1**		coefficiente di topografia	
Ce(z) =	**2.94**		coefficiente di esposizione	
cp=	**+1.4**		coefficiente di forma "sopravento" cp=2,4-φ	Circolare C3.3.10.4
cd=	**1**		coefficiente dinamico	

I valori effettivi della pressione massima del vento sull'impalcato rispettivamente senza traffico (SCARICO), con traffico (CARICO) e durante la costruzione (FASE I), calcolata secondo il procedimento sopra descritto, sono:

VENTO IMPALCATO SCARICO (calcolato con Vb = 27 m/s essendo Vb > 23 m/s)

H1=	1.80	m	altezza rete metallica aperta (forfettario 0.60 m), sicurvia aperto dx e sx (0.60x2)
H2=	2.04	m	altezza dell'impalcato: travi (1.55) + soletta (0.28) + cordolo (0.21)
e=	0.24	m	eccentricità tra risultante vento e asse soletta
p=	**1875.40**	**N/m2**	pressione del vento
q5=	**7.20**	**KN/m**	azione del vento sull'impalcato a ml [q5=p*(H1+H2)]
Mv=	**0.45**	**kNm/m**	momento di trasporto rispetto all'asse soletta [MV=q5*e]

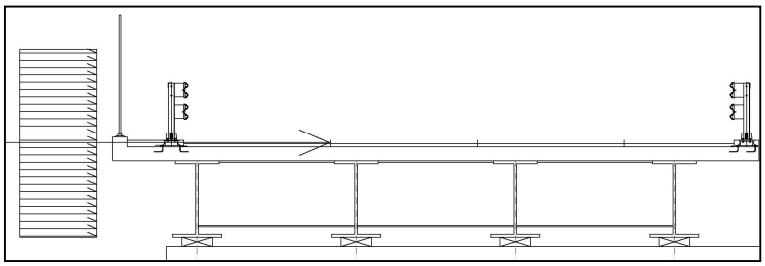


Figura 3-35: Vento trasversale Vx a ponte scarico

VENTO IMPALCATO CARICO (calcolato con Vb = 23 m/s)

H1=	3.60	m	altezza del carico mobile dal piano stradale (3m) e del sicurvia dx (0.6 m)
H2=	1.83	m	altezza dell'impalcato: travi (1.55 m) + soletta (0.28 m)
e=	1.03	m	eccentricità tra risultante vento e asse soletta
p=	**1362.40**	**N/m2**	pressione del vento
q5=	**7.40**	**KN/m**	azione del vento sull'impalcato a ml [q5=p*(H1+H2)]
Mv=	**7.65**	**kNm/m**	momento di trasporto rispetto all'asse soletta [Mv=q5*e)]

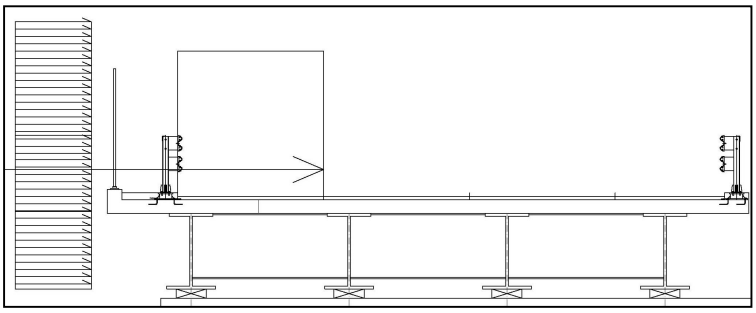


Figura 3-36: Vento trasversale Vx a ponte carico

Nel caso in esame verrà considerato la condizione più sfavorevole ovvero il vento determinato con la presenza di traffico sull'impalcato.

VENTO DURANTE LA COSTRUZIONE (FASE I)

H1=	0.00	m	altezza accessori stradali
H2=	6.20	m	altezza delle sole travi metalliche considerate, cautelativamente, isolate (1.55*4)
p=	**1875.40**	**N/m2**	pressione del vento
q5=	**6.00**	**KN/m**	azione del vento sulle travi, sul controvento di montaggio a ml [q5=p*(H1+H2)]

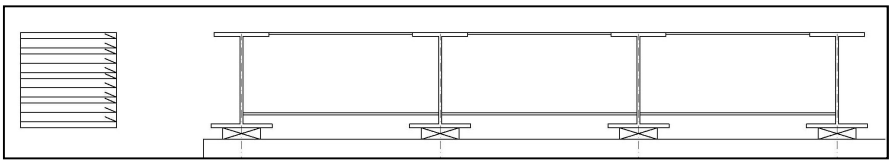


Figura 3-37: Vento trasversale Vx durante la costruzione (FASE I)

3.4 Combinazioni delle azioni

Le azioni di cui ai paragrafi precedenti sono combinate tra loro, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto relative agli elementi strutturali di volta in volta considerati in base a quanto prescritto dal D.M. 14 Gennaio 2008 al paragrafo § 2.5.3 e paragrafo §5.1.3.12. Di seguito di riportano le combinazioni delle azioni, i gruppi per le azioni da traffico, i coefficienti parziali e i coefficienti di combinazione della normativa.

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_P\cdot P + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2}\cdot\psi_{02}\cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3}\cdot\psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}\cdot Q_{k2} + \psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots \quad (2.5.6)$$

Tabella 5.1.IV – *Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico*

	Carichi sulla carreggiata					***Carichi su marciapiedi e piste ciclabili***
	Carichi verticali			**Carichi orizzontali**		**Carichi verticali**
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente. distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m^2
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m^2
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m^2			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m^2
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3ª categoria
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 5.1.V – *Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU*

		Coefficiente	EQU[1]	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali[2]	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_{Q}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00[3]	1,00[4]	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ_{e2}, γ_{e3}, γ_{e4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

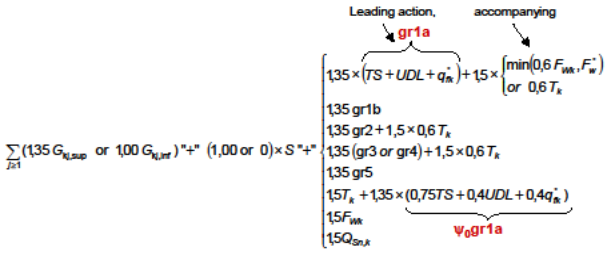
(1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
(2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
(3) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
(4) 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - *Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali*

Azioni	***Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)***	***Coefficiente ψ_0 di combinazione***	***Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)***	***Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)***
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

3.4.1 Combinazioni delle azioni per le verifiche allo SLU

Per le verifiche globali e/o locali si hanno le seguenti combinazioni [9]:



dove:

Gk,sup o Gk,inf = permanenti in condiz. sfavorevoli (1,35) o favorevoli(1,00)

S = precompressione sfavorevole (1) o favorevole (0)

gr1a = SC1+SC5_combi

gr1b = SC2+SC5_combi

gr2 = fren/acc_k + SC1_freq

con

SC1 = schema di carico 1

SC2 = schema di carico 2

SC5_combi = schema di carico 5 con valore di combinazione

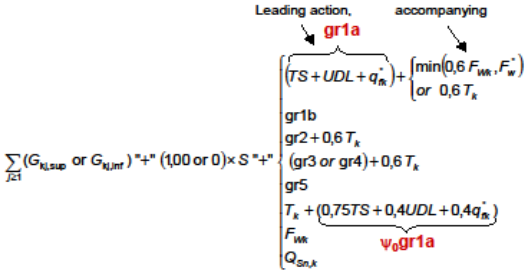
fren/acc_k = azione di frenamento/accelerazione con valore caratteristico

SC1 = schema di carico 1 con valore frequente

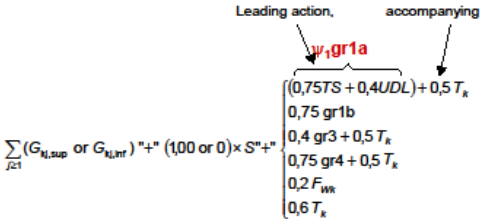
Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire "*combinato con*" pertanto nelle varie combinazioni vengono considerati entrambi i segni.

3.4.2 Combinazioni delle azioni per le verifiche allo SLE

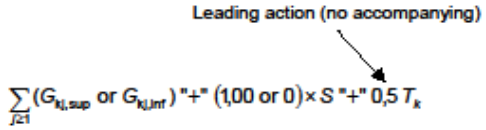
Le combinazioni caratteristiche per le verifiche globali e/o locali sono date da [9]:



Le combinazioni frequenti per le verifiche globali e/o locali sono date da [9]:



La combinazione quasi permanente per le verifiche globali e/o locali è data da [9]:



dove:

$$gr1a = SC1 + SC4\_combi$$

$$gr1b = SC2 + SC4\_combi$$

$$gr2 = fren/acc\_k + SC1\_freq$$

Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire "*combinato con*" pertanto nelle varie combinazioni vengono considerati entrambi i segni [9].

3.4.3 Matrice di combinazione per effetti locali: SLU, SLE

Le combinazioni per gli effetti locali SLU ed SLE sono dati da:

	G1	G2	Q1 (gr1a o gr1b)
SLU	1,35	1,50	1,35
c.rara	1	1	1
freq	1	1	0,75
q.perm	1	1	0

3.4.4 Matrice di combinazione per effetti globali: SLU

Le combinazioni per gli SLU in fase I, fase II e fase III sono dati da:

	fase	G1
		acc. + cls
comb1	I	1,35

	fase	G2	gr1a			Vento Vx	Dt lin neg	Dt lin pos	Dt uni neg	Dt uni pos	Fren/acc
			Mf max	Mt max	Mf&T max trav	γ=1,5, ψ =0,6	γ=1,5, ψ =0,6	γ=1,5, ψ =0,6	γ=1,5, ψ =0,6	γ=1,5, ψ =0,6	
comb1	II	1,50	1,35			0,9					
comb2	II	1,50	1,35			-0,9					
comb3	II	1,50		1,35		0,9					
comb4	II	1,50		1,35		-0,9					
comb5	II	1,50			1,35	0,9					
comb6	II	1,50			1,35	-0,9					
comb7	II	1,50	1,35				0,9				
comb8	II	1,50	1,35					0,9			
comb9	II	1,50		1,35			0,9				
comb10	II	1,50		1,35				0,9			
comb11	II	1,50			1,35		0,9				
comb12	II	1,50			1,35			0,9			
comb13	II	1,50	1,35						0,9		
comb14	II	1,50	1,35							0,9	
comb15	II	1,50		1,35					0,9		
comb16	II	1,50		1,35						0,9	
comb17	II	1,50			1,35				0,9		
comb18	II	1,50			1,35					0,9	
comb19	II	1,50	1				0,9				1,35
comb20	II	1,50	1					0,9			1,35
comb21	II	1,50		1			0,9				1,35
comb22	II	1,50		1				0,9			1,35
comb23	II	1,50			1		0,9				1,35
comb24	II	1,50			1			0,9			1,35
comb25	II	1,50	1						0,9		1,35
comb26	II	1,50	1							0,9	1,35
comb27	II	1,50		1					0,9		1,35
comb28	II	1,50		1						0,9	1,35
comb29	II	1,50			1				0,9		1,35
comb30	II	1,50			1					0,9	1,35

	fase	G2 fase III	gr1a			Vento Vx	Dt lin neg	Dt lin pos	Dt uni neg	Dt uni pos	Fren/acc	Ritiro, viscosità
			Mf max	Mt max	Mf&T max trav	γ=1,5, ψ =0,6	γ=1,5, ψ =0,6	γ=1,5, ψ =0,6	γ=1,5, ψ =0,6	γ=1,5, ψ =0,6		
comb1	III	1,50	1,35			0,9						1,2
comb2	III	1,50	1,35			-0,9						1,2
comb3	III	1,50		1,35		0,9						1,2
comb4	III	1,50		1,35		-0,9						1,2
comb5	III	1,50			1,35	0,9						1,2
comb6	III	1,50			1,35	-0,9						1,2
comb7	III	1,50	1,35				0,9					1,2
comb8	III	1,50	1,35					0,9				1,2
comb9	III	1,50		1,35			0,9					1,2
comb10	III	1,50		1,35				0,9				1,2
comb11	III	1,50			1,35		0,9					1,2
comb12	III	1,50			1,35			0,9				1,2
comb13	III	1,50	1,35						0,9			1,2
comb14	III	1,50	1,35							0,9		1,2
comb15	III	1,50		1,35					0,9			1,2
comb16	III	1,50		1,35						0,9		1,2
comb17	III	1,50			1,35				0,9			1,2
comb18	III	1,50			1,35					0,9		1,2
comb19	III	1,50	1				0,9				1,35	1,2
comb20	III	1,50	1					0,9			1,35	1,2
comb21	III	1,50		1			0,9				1,35	1,2
comb22	III	1,50		1				0,9			1,35	1,2
comb23	III	1,50			1		0,9				1,35	1,2
comb24	III	1,50			1			0,9			1,35	1,2
comb25	III	1,50	1						0,9		1,35	1,2
comb26	III	1,50	1							0,9	1,35	1,2
comb27	III	1,50		1					0,9		1,35	1,2
comb28	III	1,50		1						0,9	1,35	1,2
comb29	III	1,50			1				0,9		1,35	1,2
comb30	III	1,50			1					0,9	1,35	1,2

In evidenza si hanno le azioni dominanti.

3.4.5 Matrice di combinazione per effetti globali: SLE

Per tutte le combinazioni (caratteristica, frequente e quasi permanente) in fase I si ha:

	fase	G1
		acc. + cls
comb1	I	1,00

Combinazioni caratteristiche rare

	fase	G2	gr1a			Vento Vx	Dt lin neg	Dt lin pos	Dt uni neg	Dt uni pos	Fren/acc
			Mf max	Mt max	Mf&T max trav						
comb1	II	1,00	1			0,6					
comb2	II	1,00	1			-0,6					
comb3	II	1,00		1		0,6					
comb4	II	1,00		1		-0,6					
comb5	II	1,00			1	0,6					
comb6	II	1,00			1	-0,6					
comb7	II	1,00	1				0,6				
comb8	II	1,00	1					0,6			
comb9	II	1,00		1			0,6				
comb10	II	1,00		1				0,6			
comb11	II	1,00			1		0,6				
comb12	II	1,00			1			0,6			
comb13	II	1,00	1						0,6		
comb14	II	1,00	1							0,6	
comb15	II	1,00		1					0,6		
comb16	II	1,00		1						0,6	
comb17	II	1,00			1				0,6		
comb18	II	1,00			1					0,6	
comb19	II	1,00	0,75				0,6				1
comb20	II	1,00	0,75					0,6			1
comb21	II	1,00		0,75			0,6				1
comb22	II	1,00		0,75				0,6			1
comb23	II	1,00			0,75		0,6				1
comb24	II	1,00			0,75			0,6			1
comb25	II	1,00	0,75						0,6		1
comb26	II	1,00	0,75							0,6	1
comb27	II	1,00		0,75					0,6		1
comb28	II	1,00		0,75						0,6	1
comb29	II	1,00			0,75				0,6		1
comb30	II	1,00			0,75					0,6	1

	fase	G2 fase III	gr1a			Vento Vx	Dt lin neg	Dt lin pos	Dt uni neg	Dt uni pos	Fren/acc	Ritiro
			Mf max	Mt max	Mf&T max trav							fase III
comb1	III	1,00	1			0,6						1
comb2	III	1,00	1			-0,6						1
comb3	III	1,00		1		0,6						1
comb4	III	1,00		1		-0,6						1
comb5	III	1,00			1	0,6						1
comb6	III	1,00			1	-0,6						1
comb7	III	1,00	1				0,6					1
comb8	III	1,00	1					0,6				1
comb9	III	1,00		1			0,6					1
comb10	III	1,00		1				0,6				1
comb11	III	1,00			1		0,6					1
comb12	III	1,00			1			0,6				1
comb13	III	1,00	1						0,6			1
comb14	III	1,00	1							0,6		1
comb15	III	1,00		1					0,6			1
comb16	III	1,00		1						0,6		1
comb17	III	1,00			1				0,6			1
comb18	III	1,00			1					0,6		1
comb19	III	1,00	0,75				0,6				1	1
comb20	III	1,00	0,75					0,6			1	1
comb21	III	1,00		0,75			0,6				1	1
comb22	III	1,00		0,75				0,6			1	1
comb23	III	1,00			0,75		0,6				1	1
comb24	III	1,00			0,75			0,6			1	1
comb25	III	1,00	0,75						0,6		1	1
comb26	III	1,00	0,75							0,6	1	1
comb27	III	1,00		0,75					0,6		1	1
comb28	III	1,00		0,75						0,6	1	1
comb29	III	1,00			0,75				0,6		1	1
comb30	III	1,00			0,75					0,6	1	1

In evidenza si hanno le azioni dominanti.

Combinazioni frequenti

	fase	G2	gr1a			Vento Vx	Dt lin neg	Dt lin pos	Dt uni neg	Dt uni pos	Fren/acc
			Mf max	Mt max	Mf&T max trav						
comb1	II	1,00	0,75			0					
comb2	II	1,00	0,75			0					
comb3	II	1,00		0,75		0					
comb4	II	1,00		0,75		0					
comb5	II	1,00			0,75	0					
comb6	II	1,00			0,75	0					
comb7	II	1,00	0,75				0,5				
comb8	II	1,00	0,75					0,5			
comb9	II	1,00		0,75			0,5				
comb10	II	1,00		0,75				0,5			
comb11	II	1,00			0,75		0,5				
comb12	II	1,00			0,75			0,5			
comb13	II	1,00	0,75						0,5		
comb14	II	1,00	0,75							0,5	
comb15	II	1,00		0,75					0,5		
comb16	II	1,00		0,75						0,5	
comb17	II	1,00			0,75				0,5		
comb18	II	1,00			0,75					0,5	

	fase	G2 fase III	gr1a			Vento Vx	Dt lin neg	Dt lin pos	Dt uni neg	Dt uni pos	Fren/acc	Ritiro fase
			Mf max	Mt max	Mf&T max trav							
comb1	III	1,00	0,75			0						1
comb2	III	1,00	0,75			0						1
comb3	III	1,00		0,75		0						1
comb4	III	1,00		0,75		0						1
comb5	III	1,00			0,75	0						1
comb6	III	1,00			0,75	0						1
comb7	III	1,00	0,75				0,5					1
comb8	III	1,00	0,75					0,5				1
comb9	III	1,00		0,75			0,5					1
comb10	III	1,00		0,75				0,5				1
comb11	III	1,00			0,75		0,5					1
comb12	III	1,00			0,75			0,5				1
comb13	III	1,00	0,75						0,5			1
comb14	III	1,00	0,75							0,5		1
comb15	III	1,00		0,75					0,5			1
comb16	III	1,00		0,75						0,5		1
comb17	III	1,00			0,75				0,5			1
comb18	III	1,00			0,75					0,5		1

In evidenza si hanno le azioni dominanti.

Combinazioni quasi permanenti

	fase	G2	gr1a			Vento Vx	Dt lin neg	Dt lin pos	Dt uni neg	Dt uni pos
			Mf max	Mt max	Mf&T max trav					
comb1	II	1,00	0			0				
comb2	II	1,00	0			0				
comb3	II	1,00		0		0				
comb4	II	1,00		0		0				
comb5	II	1,00			0	0				
comb6	II	1,00			0	0				
comb7	II	1,00	0				0,5			
comb8	II	1,00	0					0,5		
comb9	II	1,00		0			0,5			
comb10	II	1,00		0				0,5		
comb11	II	1,00			0		0,5			
comb12	II	1,00			0			0,5		
comb13	II	1,00	0						0,5	
comb14	II	1,00	0							0,5
comb15	II	1,00		0					0,5	
comb16	II	1,00		0						0,5
comb17	II	1,00			0				0,5	
comb18	II	1,00			0					0,5

	fase	G2 fase III	gr1a			Vento Vx	Dt lin neg	Dt lin pos	Dt uni neg	Dt uni pos	Ritiro fase
			Mf max	Mt max	Mf&T max trav						
comb1	III	1,00	0			0					1
comb2	III	1,00	0			0					1
comb3	III	1,00		0		0					1
comb4	III	1,00		0		0					1
comb5	III	1,00			0	0					1
comb6	III	1,00			0	0					1
comb7	III	1,00	0				0,5				1
comb8	III	1,00	0					0,5			1
comb9	III	1,00		0			0,5				1
comb10	III	1,00		0				0,5			1
comb11	III	1,00			0		0,5				1
comb12	III	1,00			0			0,5			1
comb13	III	1,00	0						0,5		1
comb14	III	1,00	0							0,5	1
comb15	III	1,00		0					0,5		1
comb16	III	1,00		0						0,5	1
comb17	III	1,00			0				0,5		1
comb18	III	1,00			0					0,5	1

In evidenza si hanno le azioni dominanti.

3.5 Modellazione ed analisi

Negli impalcati da ponte, in linea generale, è importante tener presente che un qualsiasi carico produce sulla struttura due diversi effetti che, anche se non sono separabili e sono contemporanei, vengono definiti: effetti locali ed effetti globali.

Mentre in passato ad ogni effetto corrispondeva una struttura (locale = soletta appoggiata, globale = travi longitudinali), dal dopoguerra ad oggi, per uno sfruttamento migliore del materiale, la soletta viene ad assolvere una duplice funzionalità: quella "*locale*" di trasferire i carichi alle travi longitudinali e quella "*globale*" di collaborare con le stesse travi longitudinali, quindi far parte della sezione resistente per riportare i carichi sugli appoggi [6].

Nel caso più generale possibile, si possono usare modelli agli elementi finiti tridimensionali nei quali viene a cessare la distinzione in termini strutturali tra gli effetti "locali" e "globali". Così facendo per poter cogliere gli effetti locali dovremmo usare una mesh diversa da quella globale. Più precisamente in presenza di carichi concentrati o in zone singolari, come spalle e mezzerie, occore infittire la mesh.

In genere, l'onere computazionale che si affronta studiando tali effetti con questo procedimento, è tale da non giustificare questo metodo se non in particolari casi.

Pertanto oggi è consuetudine suddividere i due compiti e studiarli separatamente, riconducendosi a più problemi piani indipendenti, portando così delle notevoli semplificazioni tali da giustificare l'uso esteso di questo modo di procedere tra l'altro più spedito [6]. Per tener conto degli effetti locali possono essere utilizzati diversi modelli:

- modello a piastra (che può a sua volta essere ricondotto ad un modello a trave)
- modello a telaio

Nel prosieguo verranno affrontati in maniera separata gli effetti locali da quelli globali sia in termini di modellazione, di analisi ed infine di verifiche.

3.5.1 Analisi strutturale per effetti locali e globali

La determinazione delle sollecitazioni e delle deformazioni è stata effettuata mediante l'uso di diverse analisi:

- *Linear Static:* questa analisi implica l'ipotesi che la configurazione deformata della struttura sia pressoché coincidente con la configurazione indeformata iniziale e che il legame costitutivo del materiale sia elastico-lineare.
- *Moving Load Analysis:* È un'analisi che consente, mediante l'uso delle linee d'influenza, di riprodurre gli effetti dei carichi mobili, in funzione della dislocazione delle corsie in cui transitano e dalla loro intensità. L'analisi riproduce le condizioni di max e min delle sollecitazioni.
- *Non linear Construction Stage Analysis*: è un'analisi che consente di cogliere su un unico modello l'evoluzione temporale costruttiva dell'impalcato e delle caratteristiche reologiche del calcestruzzo.

L'analisi elastica lineare viene utilizzata sia per la ricerca degli *effetti locali* che per quelli *globali.* Mentre per i locali si ricercano gli effetti nella soletta dovuti ai carichi permanenti (*G1, G2*) e variabili da traffico (*Q1*), per i globali, nel modello tridimensionale, si ricercano gli effetti dovuti ai carichi permanenti (*G1, G2*), vento, frenamento/accelerazione, variazioni termiche ed infine per verificare le ipotesi di Courbon- Engesser direttamente sul modello (§3.5.5).

Le altre due analisi vengono utilizzate per gli effetti globali insieme all'analisi elastica lineare.

Per gli *effetti locali*,si è tenuto conto del:

- effetto piastra
- diffusione delle impronte di carico nello spessore

Per gli *effetti globali*, si è tenuto conto dei fenomeni quali

- la viscosità, il ritiro e gli effetti della temperatura
- le fasi costruttive

Per quando riguarda il ritiro, la viscosità e le variazioni termiche, come già anticipato nel capitolo dedicato alle azioni, sono stati messi in conto con il procedimento approssimato attribuito ad E. Mörsch per il ritiro, assumendo nel calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione composta un valore ridotto del modulo di elasticità del calcestruzzo per la viscosità, introducendo i dati in input nella specifica sezione del "bridge design module" per le varizioni temiche.

Per quanto riguarda le fasi costruttive, si tiene conto distinguendo le tre fasi di vita del ponte durante le quali la struttura è soggetta a carichi diversi e la sezione reagente non è la stessa. Quindi conformemente alle prescrizioni normative in materia di costruzioni in acciaio-calcestruzzo le verifiche di resistenza delle sezioni in esame sono condotte tenendo conto delle seguenti fasi costruttive:

- *Fase 1* posa in opera delle travi e getto della soletta su predalles (*g1*) gravanti sull'impalcato metallico (sezione resistente solo acciaio – *Es*);
- *Fase 2* sovraccarichi permanenti portati (*g2*), accidentali (*q*), gradiente termico ($\varepsilon 3$) gravanti sulla sezione mista acciaio-calcestruzzo (sezione resistente acc-cls con modulo elastico del calcestruzzo a tempo istantaneo – $E(t=0)$;
- *Fase 3* effetti viscosi dei sovraccarichi permanenti (*g2*) e del ritiro del calcestruzzo ($\varepsilon 2$) gravanti sulla sezione mista acciaio-calcestruzzo (sezione resistente acc-cls con modulo elastico del calcestruzzo a tempo infinito – $E(t=\infty)$.

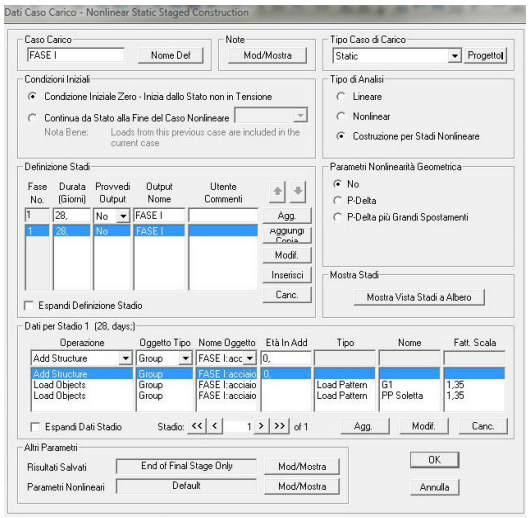


Figura 3-38: Fase I

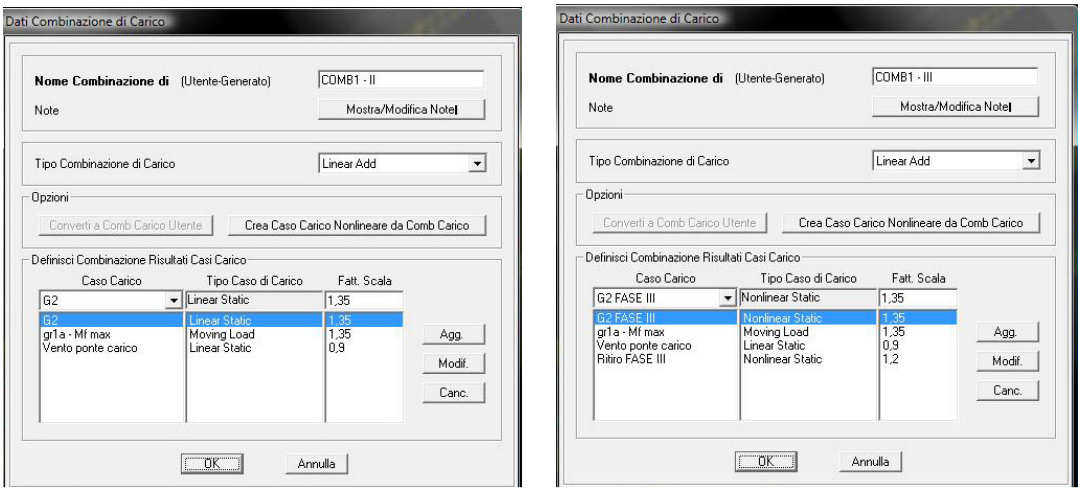


Figura 3-39: Esempi di fase II e III

In particolare si ha

- $\sigma 1 = f(g1; Es)$ tensioni fase 1
- $\sigma 2 = f(g2, Et=0) + f(q, Et=0) + f(\varepsilon 3, Et=0)$ tensioni fase 2
- $\sigma 3 = f(g2, Et=\infty) + f(\varepsilon 2, Et=\infty) + f(q, Et=0) + f(\varepsilon 3, Et=0)$ tensioni fase 3

e le verifiche saranno eseguite rispettivamente con le seguenti tensioni:

- tensioni fase 1:

  $\sigma(\text{fase } 1) = \sigma 1 = f(g1; Es)$
- tensioni a breve termine (fase 1 + fase 2):

  $\sigma(t=0) = \sigma 1 + \sigma 2 = f(g1; Es) + f(g2, Et=0) + f(q, Et=0) + f(\varepsilon 3, Et=0)$
- tensioni a lungo termine (fase 1 + fase 3)

  $\sigma(t=\infty) = \sigma 1 + \sigma 3 = f(g1; Es) + f(g2, Et=\infty) + f(\varepsilon 2, Et=\infty) + f(q, Et=0) + f(\varepsilon 3, Et=0)$

3.5.2 Predimensionamento

In una fase iniziale viene eseguito un dimensionamento di massima delle varie parti del ponte e più precisamente vengono calcolati:

- lo spessore della soletta
- i dispositivi di vincolo
- le travi principali e i traversi

3.5.2.1 Spessore della soletta

In linea generale il calcolo degli effetti locali si conduce supponendo dapprima nulli gli spostamenti verticali delle travi, ovvero ammettendo che sotto ciascuna di essa ci sia una serie continua di appoggi provvisori. A questo punto gli effetti locali possono riguardare, in base al caso, la sola soletta per i sistemi misti, la soletta insieme alle anime delle travi per sezioni aperte in c.a., la soletta insieme alle anime delle travi e alla controsoletta per le sezione a cassone.

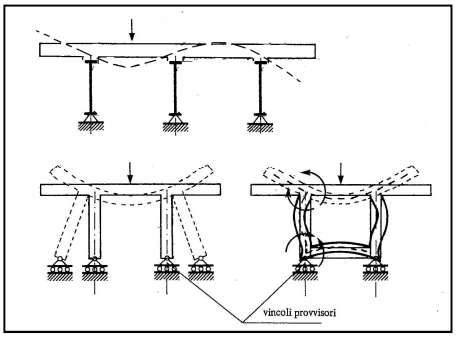


Figura 3-40: Effetti locali nella sezione trasversale

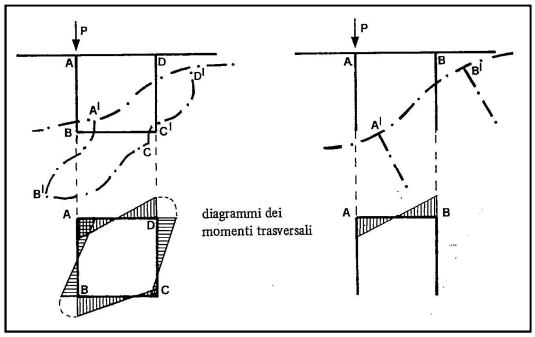


Figura 3-41: Perdita di forma

In realtà con lo schema sopra descritto non terremmo conto di eventuali ulteriori sforzi di flessione e taglio che si avrebbero per l'abbassamento differenziale delle anime per carichi non simmetrici e più precisamente per la "perdita di forma" della sezione trasversale (Figura 3-41), ovvero nel caso d'impalcati deformabili trasversalmente (sia a cassone che aperti) [6].

Pertanto questo metodo di calcolo, dei vincoli provvisori, si presta molto bene nel caso d'impalcati a cassone torsiorigidi o nel caso d'impalcati a sezione aperta in cui vale il *modello di ripartizione trasversale dei carichi alla Courbon-Engesser* dove in pratica non bisogna tener conto di questi ulteriori sforzi non avendo problemi di abbassamenti differenziali delle travi.

Le ipotesi di Courbon-Engesser, infatti, prevedendo traversi infinitamente rigidi per l'impalcato, comportano una deformata della sezione trasversale "rettilinea" sotto carichi esterni. Essa, pertanto, è determinata da un moto rigido della sezione trasversale che si traduce nel caso più generale possibile in un abbassamento *u0* ed una rotazione φ.

Il modello tridimensionale può essere ricondotto ad un modello piano nella sezione dove una trave infinitamente rigida è sorretta da molle, queste ultime rappresentanti le rigidezze delle travi longitudinali (Figura 3-69). La soluzione del problema diventa così banale, e risolvendo il sistema di equazioni composte dall'equazioni di equilibrio, di congruenza e di legame si ricerca la deformata data dalla traslazione verticale *u0* e da dalla rotazione φ.

$$u0 = \frac{P}{\sum ki} \; ; \qquad \varphi = \frac{P \cdot e}{\sum ki \cdot di^2}$$

Nel caso di travi tutte uguali (rigidezza uguali), le reazioni vincolari vengono determinate dalla seguente legge, che altro non è che la linea d'influenza della reazione *j* se il carico *P* è unitario:

$$Rj = \frac{P}{n} \pm \frac{P \cdot e \cdot dj}{\sum di^2}$$

con

Ki rigidezza molla i-esima

P carico

e eccentricità del carico dal sistema di riferimento (SdR)

dj distanza della reazione presa come riferimento

di distanza delle molle dal SdR

Nel caso d'impalcati deformabili trasversalmente si tiene conto della "perdita di forma" considerando nel calcolo a trave uno schema di vincoli del tipo in figura 3-42 per il campo di piastra considerato tra due appoggi consecutivi.

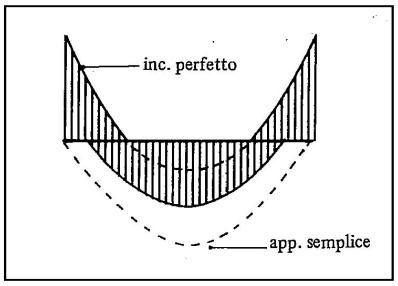


Figura 3-42: Condizioni limiti

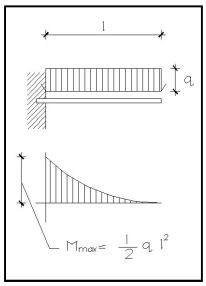


Figura 3-43: Mensola incastrata

così facendo si avrà una maggiore cautela alle estremità delle piastre mentre in mezzeria uno sconto in termini di momento e quindi di dimensionamento.

Invece nelle zone a sbalzo si considera il tipico schema di mensola incastrata

all’estremità (Figura 3-43).

Nell’effettuare il calcolo dello spessore della soletta, si è tenuto conto dell’*effetto piastra*, e della *diffusione delle impronte di carico nello spessore della soletta*.

Per quanto riguarda la “diffusione nello spessore” delle impronte di carico (Figura 3-45) si ipotizza una diffusione a 45° fino al piano medio della soletta, considerando così una nuova impronta di carico *axb* maggiore di quella effettiva di contatto sulla pavimentazione (*a0xb0*) e fornita dalle norme. Nel tener conto quest’ultimo aspetto si considera anche lo spessore della pavimentazione.

L’effetto “piastra” (Figura 3-45) è la collaborazione in entrambe le direzioni nel caso di carichi concentrati e quindi comporta la presenza dei relativi momenti (*mx* e *my*). Per tener conto di questa collaborazione si è supposta reagente una larghezza convenzionale, determinata considerando orizzontalmente una diffusione del carico concentrato di 45° sino all’appoggio dall’impronta di carico (Figura 3-44). Calcolato mx con tale procedimento, si ricava *my* (positivi e negativo) pari al 25% di *mx*. Da questi valori si determinano le armature trasversali e longitudinali della soletta che saranno utilizzate, rispettivamente, nelle verifiche locali e nelle verifiche globali delle sezioni miste delle travi principali, se presenti nella larghezza collaborante.

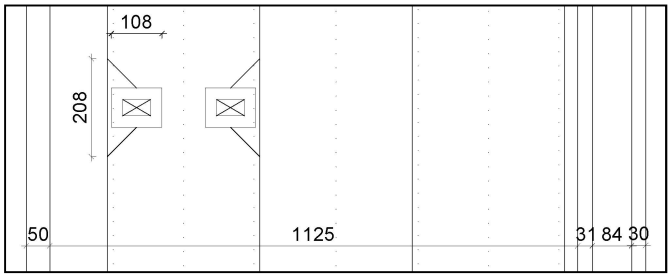


Figura 3-44: Schema di carico 2 in zona 2

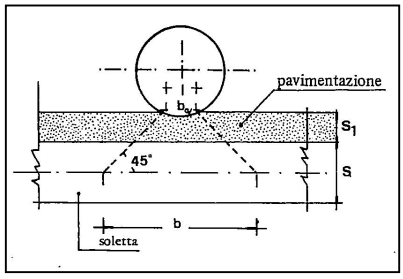


Figura 3-45: Effetti locali nello spessore

Tutto ciò vale per le zone lontane dalle estremità, mentre in prossimità delle stesse si è tenuto conto di una diffusione *limitata* dell’effetto piastra (Figura 3-46) e dei fenomeni dinamici provocati dall’urto in prossimità della discontinuità (il giunto), tramite un ulteriore coefficiente dinamico pari a 1,5.

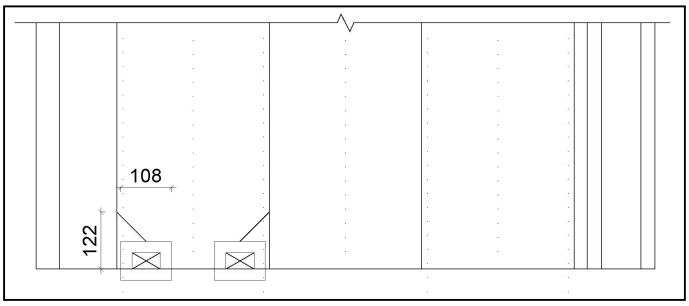


Figura 3-46: Schema di carico 2 in zona 1

Il "*modello a trave*" utilizzato per determinare lo spessore della soletta, consiste nel ricondurre l'elemento bidimensionale della "*piastra*" ad un modello monodimensionale di "trave". Nel caso di piastra caricata con carichi uniformemente distribuiti, si estrae direttamente una larghezza unitaria caricata in maniera identica grazie alla deformata cilindrica cui è soggetta, mentre nel caso di una singola impronta la trave estrapolata ha una larghezza determinata in base alla posizione del carico e alla diffusione a piastra a 45°. In presenza di più impronte, invece, bisogna considerare anche l'eventuale sovrapposizione degli effetti sulla parte comune data da tutte le impronte. Nella figura seguente viene esplicata la sovrapposizone di tali effetti:

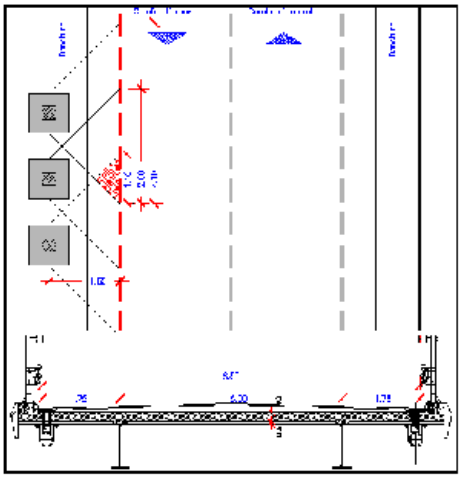


Figura 3-47: Diffusione a 45° e sovrapposizione effetti

Tale metodo di procedere prevede una sensibile sovrastima dei risultati di oltre 1,5-2,0 volte rispetto a quello rigoroso della modellazione a piastra agli elementi finiti per le zone a sbalzo mentre 1,3 per le zone interne tra due appoggi [10].

Considerando gli schemi noti visti sopra, per i carichi uniformante distribuiti (Figura 3-42 e Figura 3-43), e le disposizioni più sfavorevoli dei carichi su impronte si ricercano gli effetti massimi per il dimensionamento dello spessore della soletta.
Si noti, essendo incognita lo spessore della soletta, che in un primo momento si terrà conto solo dell'effetto piastra (che ci determinerà la larghezza della trave) per poi aggiungere in una seconda iterazione anche la diffusione nello spessore.

3.5.2.2 Dispositivi di vincolo

Tali sistemi devono essere dimensionati per sopportare le forze orizzontali (frenamento/accelerazione, vento) e le forze verticali (permanenti strutturali, perm. non strutturali, traffico, vento). Note le quote di queste azioni che vengono incassate da ogni dispositivo, si scelgono quelli più idonei, fra quelli in commercio, dai vari cataloghi.

3.5.2.3 Travi principali e traversi

Determinato lo spessore della soletta, scelti i dispositivi di vincoli opportuni (e quindi la loro altezza) e considerando i vincoli progettuali descritti precedentemente (quota estradotto pavimentazione, quota estradosso pulvini) si ricava l'altezza utile delle travi principali longitudinali sulla quale a sua volta si baserà il dimensionamento di massima delle stesse.

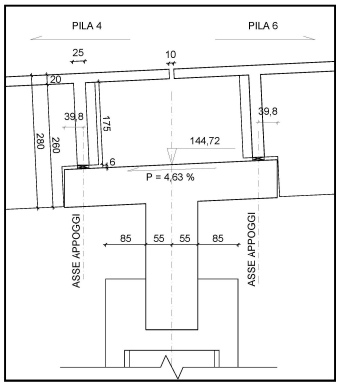


Figura 3-48: Particolare sezione longitudinale su pila

Il progetto di massima delle travi longitudinali è stato affrontato considerando le due situazioni più critiche per la fase I e la fase II:

- Fase I: peso proprio travi e soletta.

- Fase II: le disposizioni trasversali dei carichi più gravose allo SLU ovvero quella che massimizza il momento flettente nella trave più esterna e quella che massimizza il momento torcente.

Successivamente, mediante la ripartizione trasversale alla Courbon, si trasformano i carichi superficiali in carichi lineari sulla trave più esterna (quella più critica). Mediante le risoluzioni di schemi noti riportate nei prontuari tecnici (nel caso in esame di trave continua su più appoggi), si ricerca la sezione più critica con il relativo momento massimo in base al quale verranno determinati gli spessori dei vari elementi (anima e ali). Per la ricerca degli spessori si utilizza il programma del Prof. Gelfi "Profili_v6" che ci permette di eseguire le verifiche elastiche delle travi nelle due configurazioni: solo acciaio e sezione mista acciaio-calcestruzzo.

I traversi, non incassando carichi diretti, vengono progettati considerando la disposizione trasversale più sfavorevole dei carichi da traffico (ved. Figura 3-67)

3.5.3 Modellazione per gli effetti locali

Verificate le ipotesi di Courbon d'impalcato con traversi ∞ rigidi (§3.5.5) e trascurando la rigidezza torsionale delle travi longitudinali, nella fase di verifica, la soletta viene schematizzata come trave continua su più appoggi. Essa viene risolta considerando una distribuzione a 45° del carico come se fosse distribuito su di una striscia continua (figura 3-49) oltre alla diffusione nello spessore dell'impronta di carico.

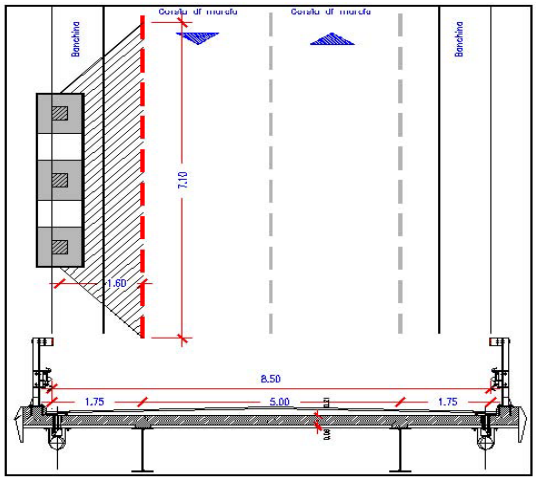


Figura 3-49: Diffusione considerando una striscia continua di carico.

Tale metodo di procedere, rispetto a quello rigoroso della modellazione a piastra agli elementi finiti, prevede dei risultati con scostamento mai superiori al 10% sia per sbalzi inferiori ai 2,00 m che per le zone intermedie tra due appoggi inferiori a 6,00 m. Al di sopra di questi limiti, per gli sbalzi i risultati tendono a coincidere mentre per le

zone intermedie occore ridurre l'angolo di diffusione a 30° per avere risultati paragonabili. Un angolo ridotto pari a 30° è consigliabile per considerare eventuali effetti aggiuntivi dovuti alla eventuale perdita di forma della sezione [10].

Determinate in una prima fase di dimensionamento di massima le caratteristiche geometriche dei vari elementi (§3.5.2), per le verifiche la sezione trasversale della trave, nelle zone centrali, è rettangolare di larghezza pari a 1,00 m per un'altezza di 0,28 m, mentre nelle zone di estremità si considera la sezione composta traverso/soletta al centro e solo soletta agli sbalzi.

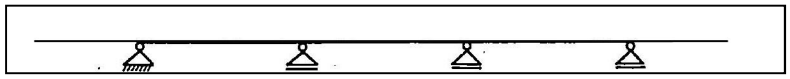


Figura 3-50: Trave continua su più appoggi

I carichi considerati sono:

- Sovraccarichi permanenti portanti e non;
- Sovraccarichi accidentali da traffico ed incrementi dinamici nelle zone in prossimità delle discontinuità strutturali ovvero i giunti trasversali (Schema di carico 1, 2 e 5);

Per l'applicazione dei suddetti carichi al modello in esame, si è proceduto come descritto di seguito:

- Le azioni associate al peso proprio della soletta, della pavimentazione e del marciapiede sono state assegnate come forze uniformemente distribuite sulla trave.
- Le azioni associate al peso proprio delle reti di protezione, dei sicurvia, sono state modellate come forze concentrate disposti in modo da simulare l'effettiva posizione dei carichi reali.
- I sovraccarichi accidentali da traffico vengono applicati uniformemente distribuiti sulle relative corsie e sulle relative impronte quest'ultime maggiorate per considerare la "diffusione del carico nello spessore"(figura 3-45). Questi sono stati disposti trasversalmente in più configurazioni, grazie all'uso delle linee d'influenza, in maniera tale da massimizzare le sollecitazioni nelle sezioni di mezzeria e sugli appoggi ($M+$, $M-$ e T). Nell'effettuare tale calcolo si è tenuto conto anche dell'effetto "piastra". Pertanto per tener conto della diffusione nello spessore si aumenta l'impronta

di carico mentre per tener conto dell'effetto piastra si aumenta la lunghezza delle impronte di carico di una lunghezza dipendente dalla posizione del carico e dalla distribuzione a 45° del carico come se fosse distribuito su di una striscia continua [11].

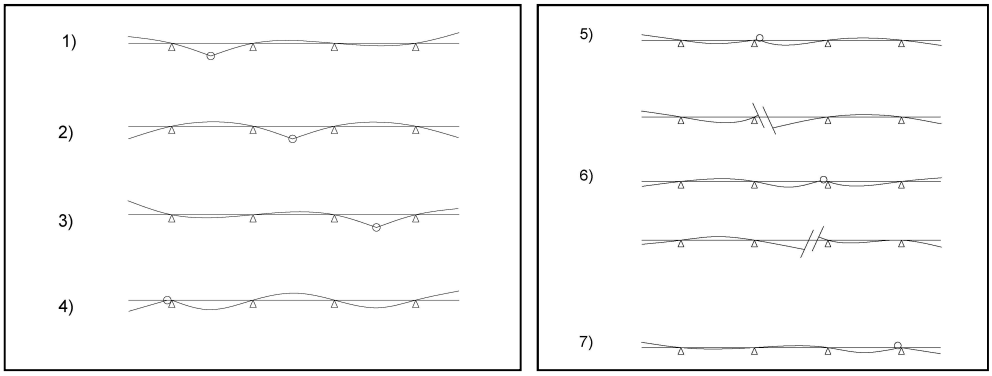


Figura 3-51: Linee d'influenza trasversali

Nelle zone di estremità è stato considerato un coefficiente amplificativo per effetti dinamici pari a Φ=1,5 oltre ad un "limitato" effetto piastra e "limitata" diffusione nello spessore (figure 3-55, 3-56, 3-57).

Le condizioni di carico elementari di cui al paragrafo precedente sono state combinate secondo i coefficienti riportati nella tabella già vista e riportata di seguito:

	G1	G2	Q1
SLU	1,35	1,35	1,35
c.rara	1	1	1
freq	1	1	0,75
q.perm	1	1	0

Le azioni definite nella tabella sono le seguenti:

G1 peso proprio delle strutture portanti

G2 carichi permanenti portati

q1 carichi mobili (schema di carico 1, 2 e 5)

Nel caso specifico, si è tenuto conto delle diverse combinazioni degli stati limite ultimi e di esercizio per ciascuna delle disposizioni del carico accidentale esaminate.

Fra le diverse disposizioni ricavate per i sovraccarichi accidentali da traffico, di seguito vengono riportate quelle più gravose applicate sull'impalcato destro. Queste, riproducendo i massimi effetti, verranno utilizzati successivamente nelle verifiche. Più

precisamente queste disposizioni vengono considerate sia per le estremità che per le zone lontane dalle estremità.

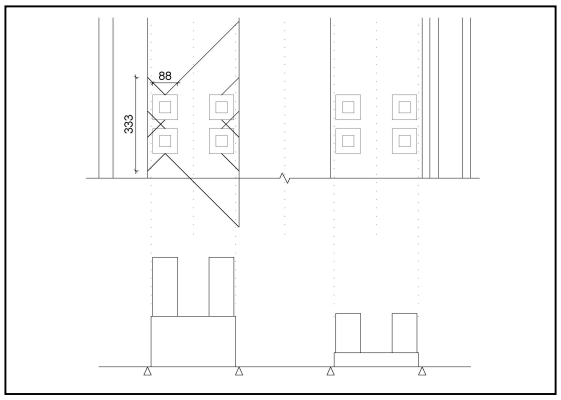


Figura 3-52: Combinazione 1a zona 2

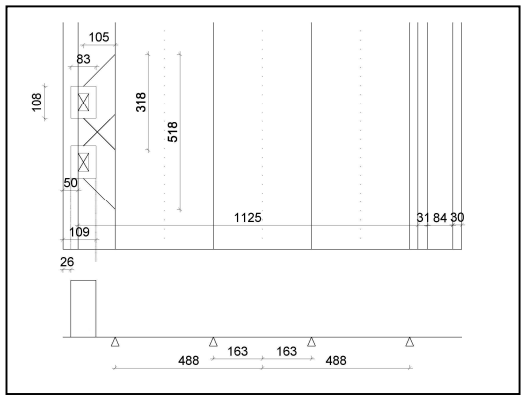


Figura 3-53: Combinazione 4c zona 2

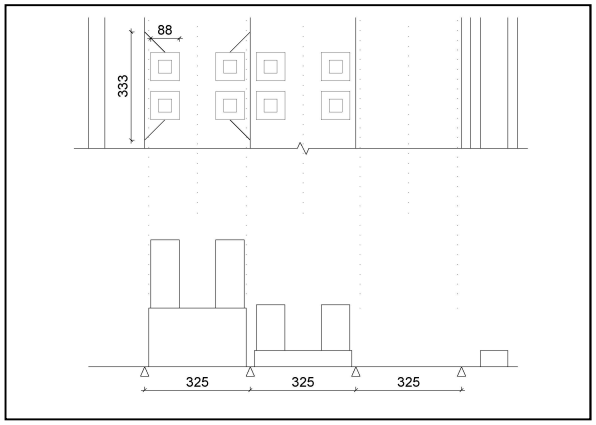


Figura 3-54: Combinazione 5a zona 2

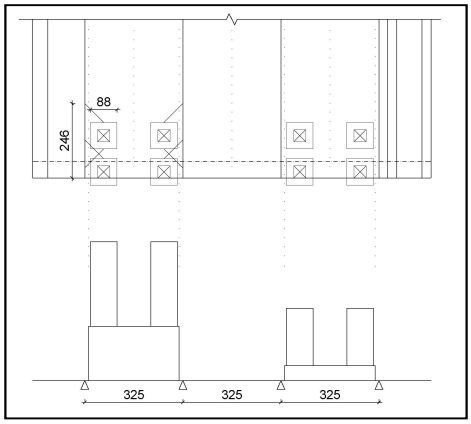


Figura 3-55: Combinazione 1a zona 1

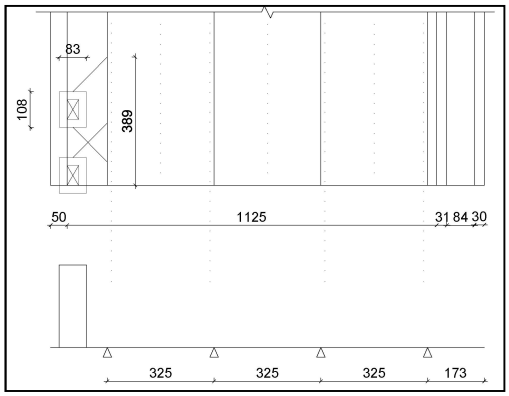


Figura 3-56: Combinazione 4c zona 1

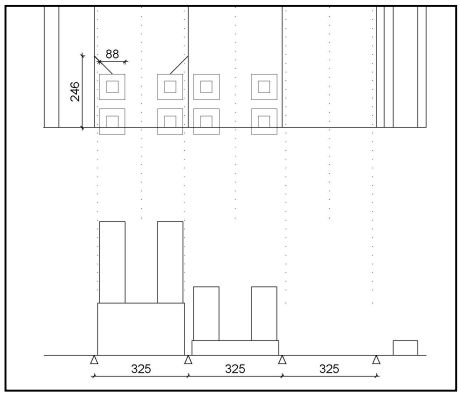


Figura 3-57: Combinazione 5a zona 1

Di seguito vengono riporatati, per lo SLU, gli inviluppi delle caratteristiche delle sollecitazioni (momento flettente *M* e taglio *T*) sia per le zone lontano dalle estremità che per le zone di estremità:

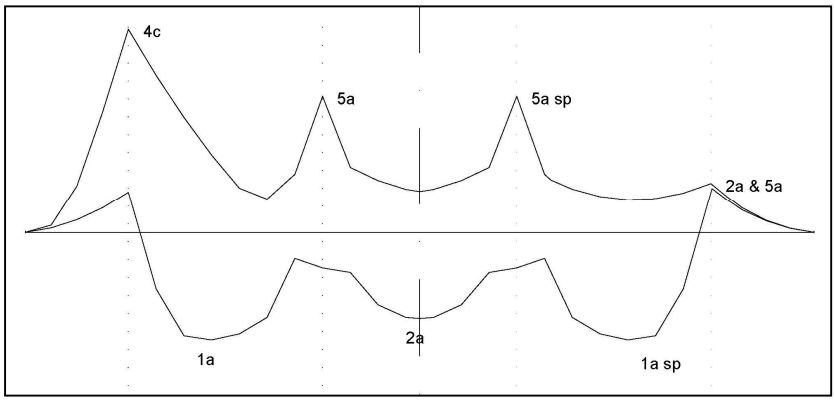


Figura 3-58: Diagramma momento flettente nelle zone centrali, lontane dalle estremità

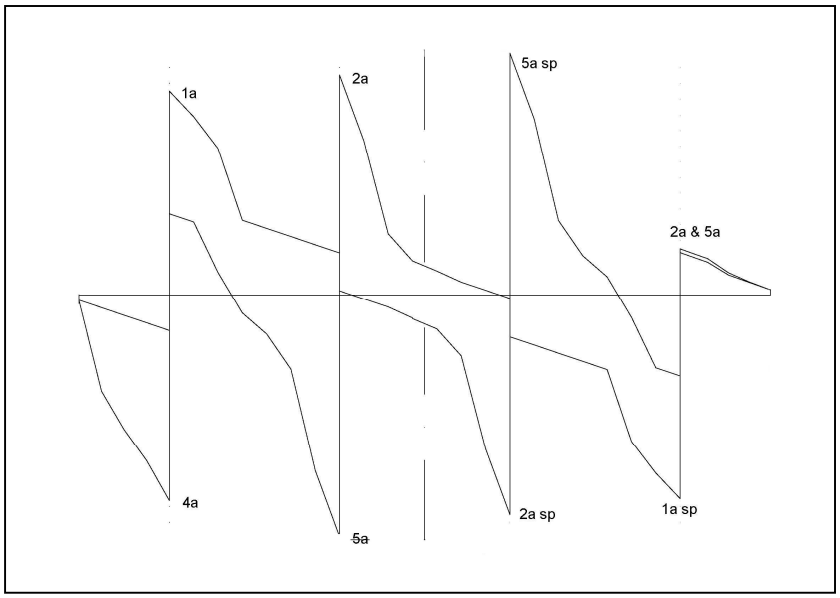


Figura 3-59: Diagramma taglio nelle zone centrali, lontane dalle estremità

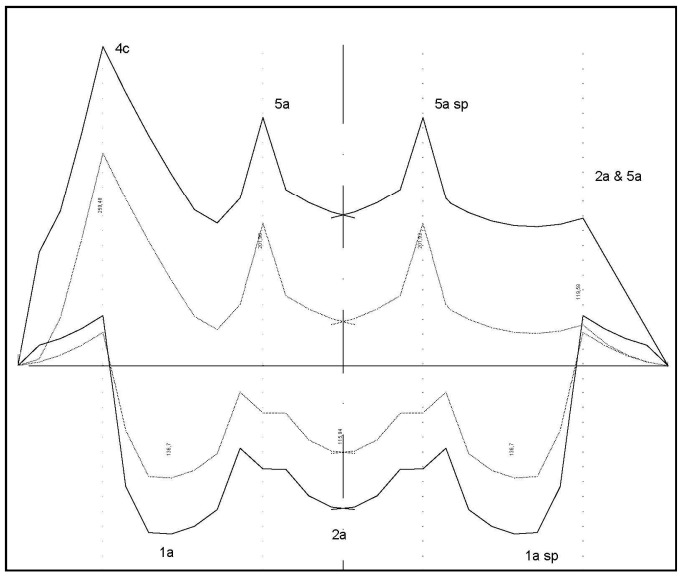


Figura 3-60: Diagramma momento flettente nelle estremità

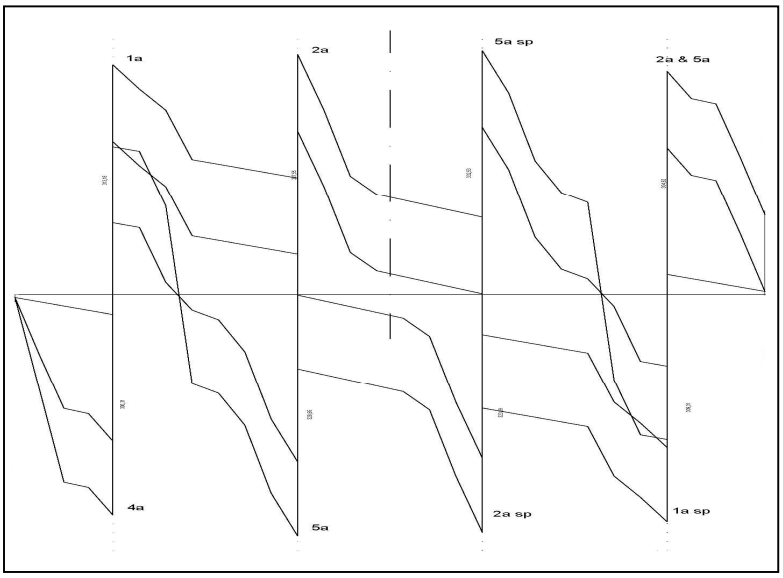


Figura 3-61: Diagramma taglio nelle estremità

3.5.4 Modellazione per gli effetti globali

Per il calcolo delle sollecitazioni sulla struttura si è ricorsi all'impiego di un modello agli elementi finiti, messo a punto e risolto con software SAP2000 della Computers and Structures. Inc.. In particolare, è stato adottato uno schema di calcolo in 3D che schematizza l'impalcato destro come un graticcio costituito da 4 travi principali collegate tra loro mediante trasversi a parete piena, posizionati ad interasse di 20,50 m, su cui poggia la soletta in calcestruzzo. Le caratteristiche geometriche inserite dei vari elementi, sono state determinate in una prima fase di dimensionamento di massima (§3.5.2).

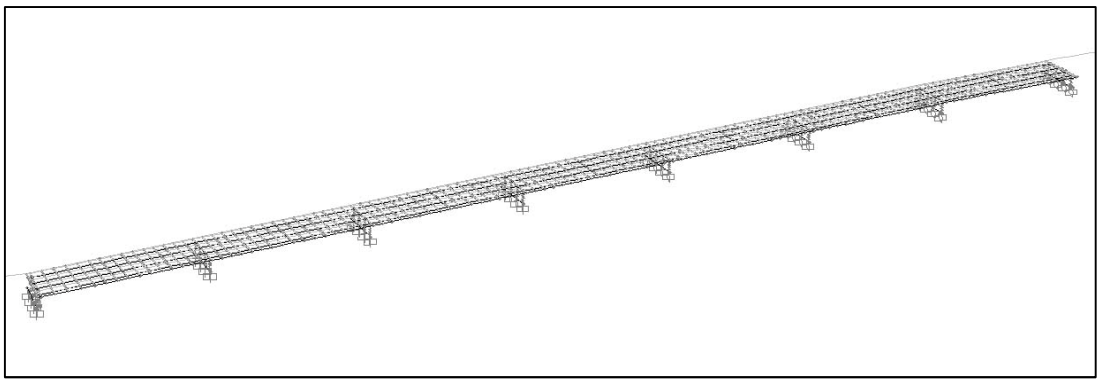


Figura 3-62: Rappresentazione assonometrica del modello di calcolo dell'impalcato 1/3

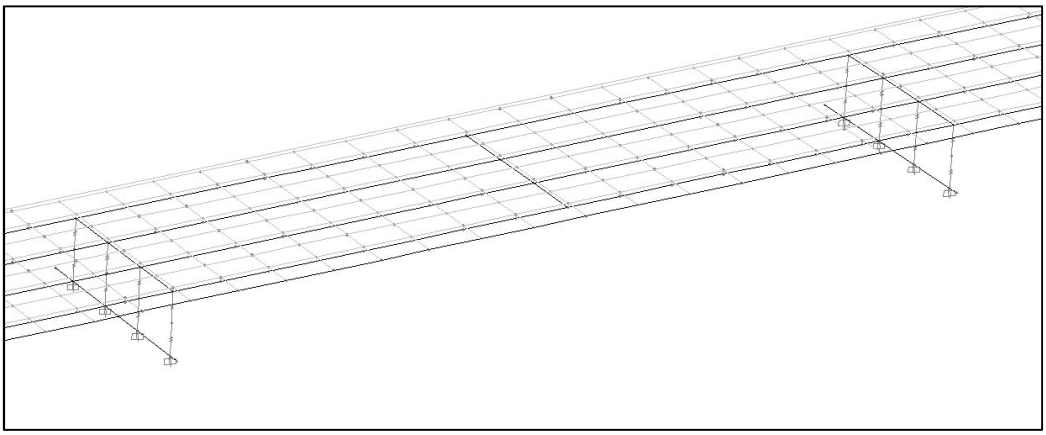


Figura 3-63: Rappresentazione assonometrica del modello di calcolo dell'impalcato 2/3

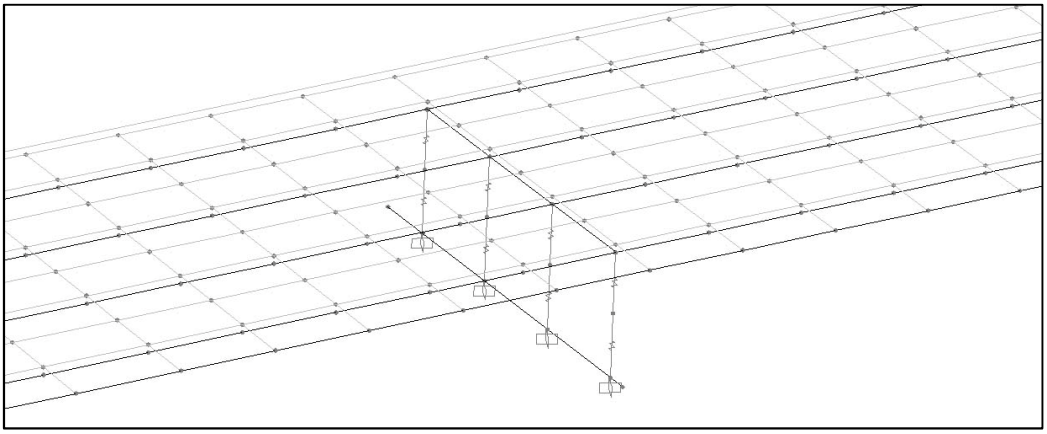


Figura 3-64: Rappresentazione assonometrica del modello di calcolo dell'impalcato 3/3

Nel suddetto modello, l'impalcato oggetto di studio, è schematizzato attraverso elementi di tipo *frame* per le travi e i traversi e di tipo *shell* per la soletta, cui sono attribuite le relative caratteristiche inerziali.

I vincoli esterni disposti alla base dei dispositivi di vincolo sono costituiti da incastri perfetti, mentre una serie di *link cinematici* garantisce il collegamento fra i vincoli esterni e l'impalcato, nel rispetto delle effettive caratteristiche e dello schema (o layout) degli apparecchi di appoggio adottato (figura 3-16).
Indicando con "X" la direzione parallela all'asse del viadotto principale, con "Y" la retta di giacitura orizzontale ortogonale a "X" e con "Z" la direzione verticale, i gradi di libertà internamente vincolati dei *link* cinematici sono definiti come segue:

- Pile P6, P7, P10, P11, P12, P13:
    - Traslazioni Y, Z per i link centrali.
    - Traslazioni Z per i link estremi.

- Pile P8, P9:
    - Traslazioni X, Y, Z per i link centrali.
    - Traslazioni X, Z per i link estremi.

Il viadotto rientra fra i ponti definiti a tipologia e luci ordinarie; ai fini del calcolo delle sollecitazioni sull'impalcato, non è pertanto necessario tenere conto delle azioni associate al sisma. I carichi agenti nel piano orizzontale, infatti, sono sostanzialmente ininfluenti per il dimensionamento degli elementi strutturali in questione.
I carichi considerati sono:

- Sovraccarichi permanenti portanti;
- Sovraccarichi permanenti portati;
- Sovraccarichi accidentali da traffico (schema di carico 1, 5 e frenamento e/o accelerazione);
- Sovraccarichi accidentali (vento);
- Ritiro, viscosità e variazioni termiche;

Per l'applicazione dei suddetti carichi al modello in esame, si è proceduto come descritto di seguito:

- Le azioni associate al peso proprio della struttura metallica vengono determinate direttamente dal programma di calcolo, inserendo un moltiplicatore pari a 1 ai carichi definiti DEAD più un 10% per tener conto di elementi strutturali secondari (giunti, irrigidimenti e controventi). Il peso proprio della soletta viene inserito come carico esterno, in quanto incassato dalla sola struttura metallica in fase 1.
- Le azioni associate al peso proprio dell'impermeabilizzazione, della pavimentazione e del marciapiede sono state assegnate come forze uniformemente distribuite sugli elementi shell.
- Le azioni associate al peso proprio delle reti di protezione e dei sicurvia sono state modellate come forze uniformemente distribuite su elementi travi fittizi di rigidezza e peso trascurabile, disposti in modo da simulare l'effettiva posizione dei carichi reali.
- Il vento è stato applicato agli elementi shell esterni mediante forze e coppie uniformemente distribuite: i primi ortogonali all'asse longitudinale e nel piano degli shell mentre i secondi applicate sulle facce degli elementi stessi.

- Il ritiro e la viscosità sono applicati, come già visto nel capitolo delle azioni, con il metodo approssimato di E. Morsch e il valore ridotto del modulo elastico, sfruttando "*l'analisi per stadi costruttivi non lineare*" nella sezione specifica del sap2000, la quale permette di descrivere le tre fasi descritte nel paragrafo 3.5 oltre appunto la viscosità e il ritiro.
- le variazioni termiche tramite la relativa utility del software "definizione gradiente di temperatura".
- I sovraccarichi accidentali da traffico, sono stati inseriti mediante l'apposita utility *Moving Load Case,* che permette di costruire le linee di influenza relative alle distinte sollecitazioni per ciascun *punto* della struttura, procedendo automaticamente nell'individuazione delle sole disposizioni longitudinali del carico mobile. Si segnala che il codice di calcolo non considera le disposizioni trasversali di carico che forniscono un contributo massimizzante alle sollecitazioni. Pertanto sono state disposte manualmente le corsie per massimizzare questi contributi, e più precisamente sono stati utilizzati le seguenti disposizioni:

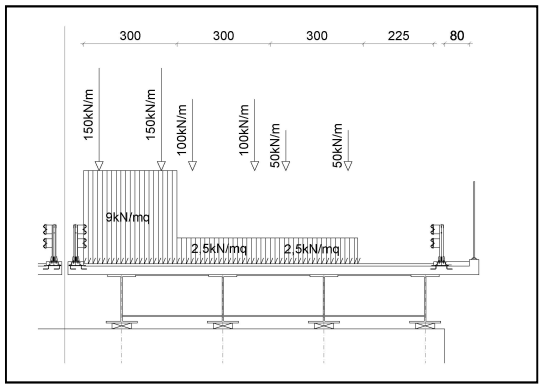


Figura 3-65: Disposizioni di carico trasversali: max momento flettente

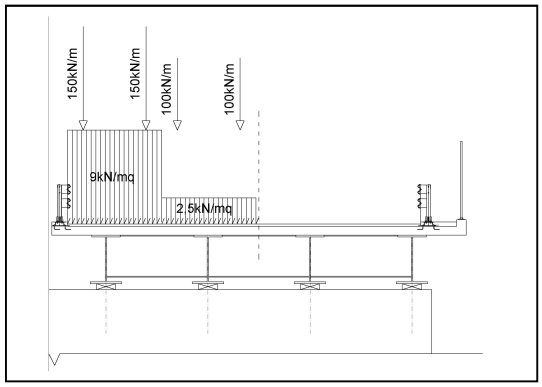


Figura 3-66: Disposizioni di carico trasversali: max momento torcente

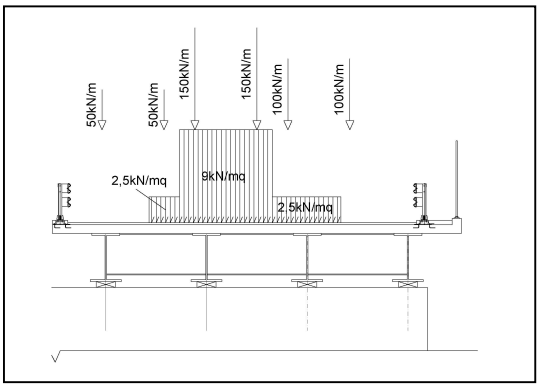


Figura 3-67: Disposizioni di carico trasversali: max momento flettente e max taglio nel traverso

Le condizioni di carico elementari sono state combinate secondo gli opportuni coefficienti, come già descritto nel relativo paragrafo, e successivamente sono stati ricavati gli inviluppi per ogni singola fase. Ricavate le sollecitazioni, e quindi le tensioni nelle tre situazioni coincidenti alle tre diverse fasi, successivamente sono state sommate come già descritto per poter eseguire le verifiche.

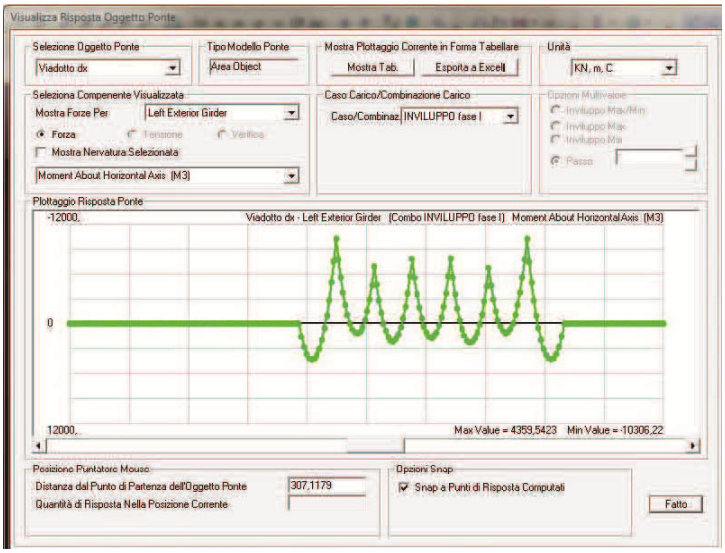
Nel caso specifico, si è tenuto conto delle diverse combinazioni agli stati limite ultimi e di esercizio per ciascuna delle disposizioni di sovraccarico accidentale esaminate.

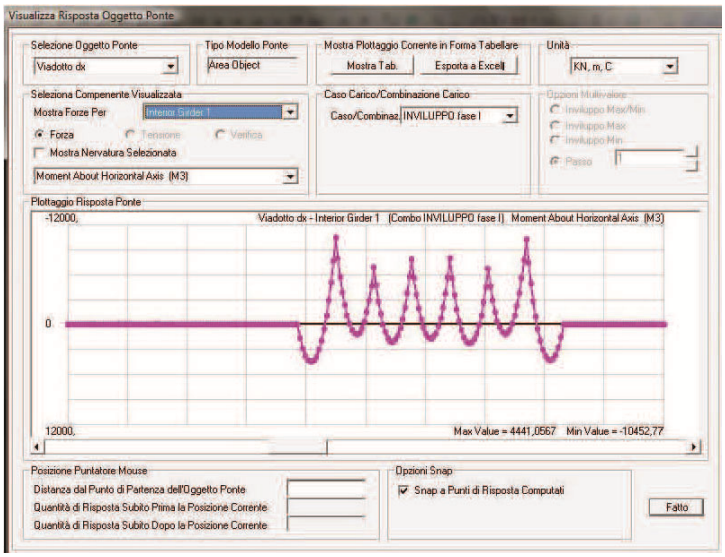
Le caratteristiche della sollecitazione saranno fornite dal programma di calcolo come dati di output per ogni trave longitudinale, considerando un appropriata sezione composta. La determinazione delle caratteristiche geometriche della sezione composta si effettua considerando un'adeguata larghezza collaborante della soletta, la quale viene determinata in modo automatico dallo stesso software.
Tuttavia anche la normativa (NTC 08 – punto 4.3.2.3) da indicazioni su come valutare questa larghezza collaborante e nel prosieguo verrà calcolata per poter affrontare la verifica delle stesse travi.
Nelle figure seguenti, per ogni fase, vengono riportati gli inviluppi delle caratteristiche della sollecitazione per ogni singola trave (rispettivamente in ordine: left exterior girder, interior girder 1, interior girder 2, right exterior girder) ed infine anche per l'intera sezione dell'impalcato (entire bridge section). Più precisamente si ha:

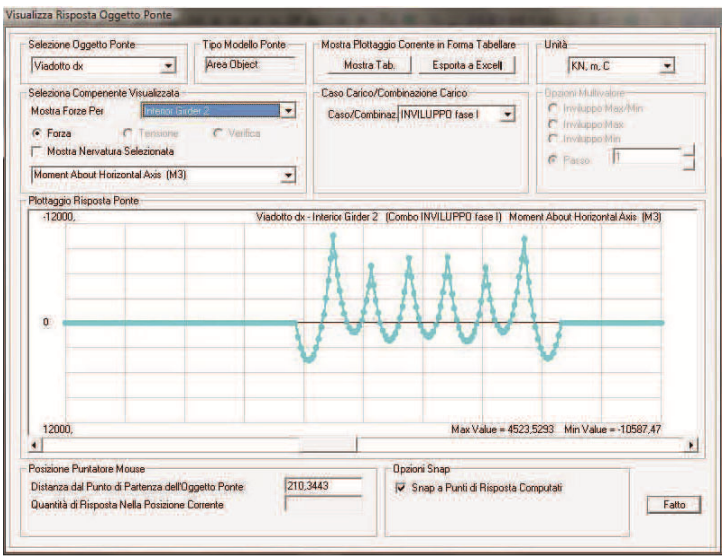
- Momenti flettente in fase I,II,III
- Taglio in fase I,II,III
- Momento torcente in fase I,II,III
- Sforzo normale in fase I,II,III

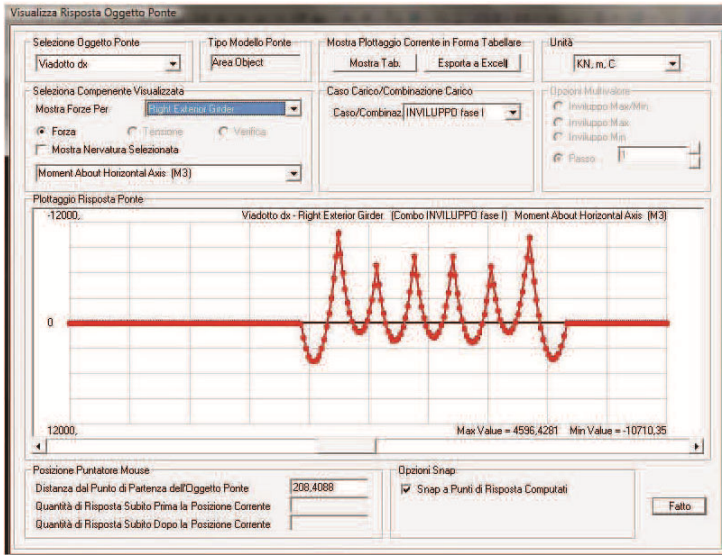
Di seguito si riportano:

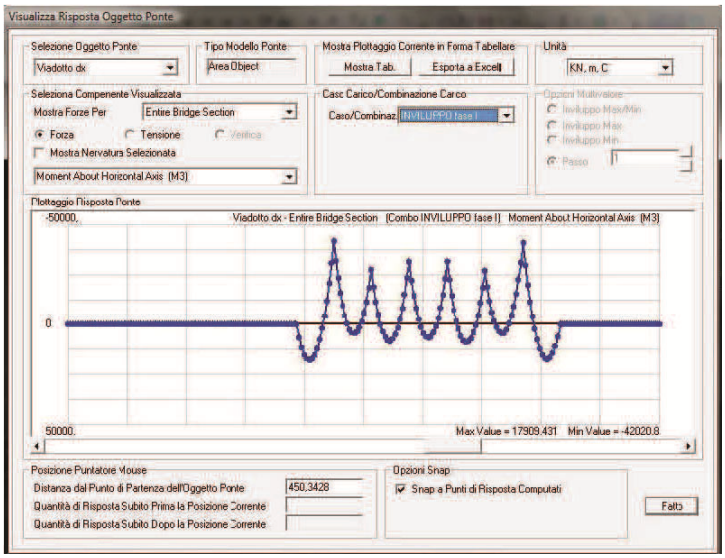
- Momento flettente in fase I



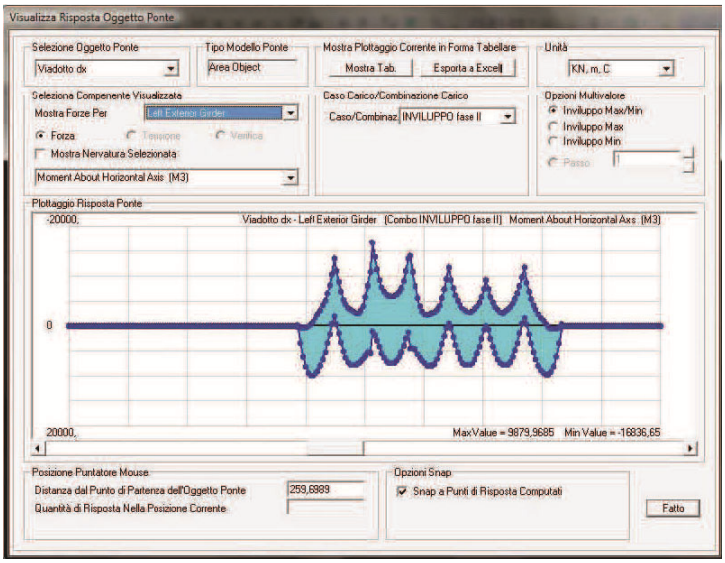


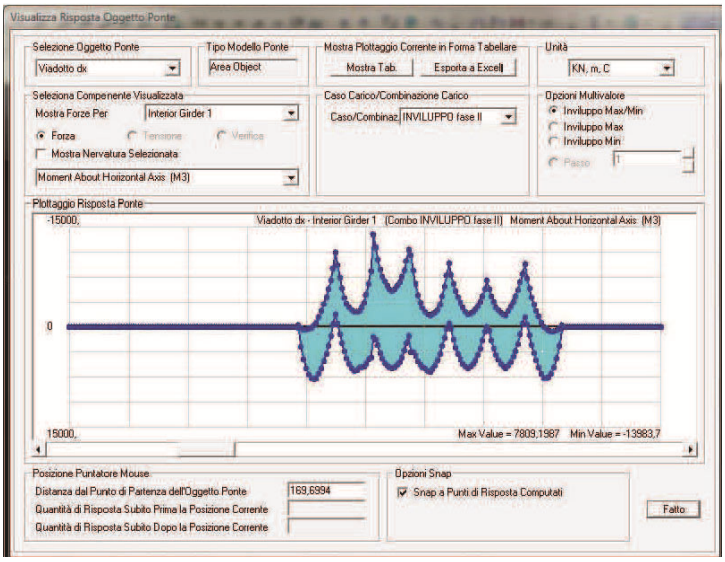


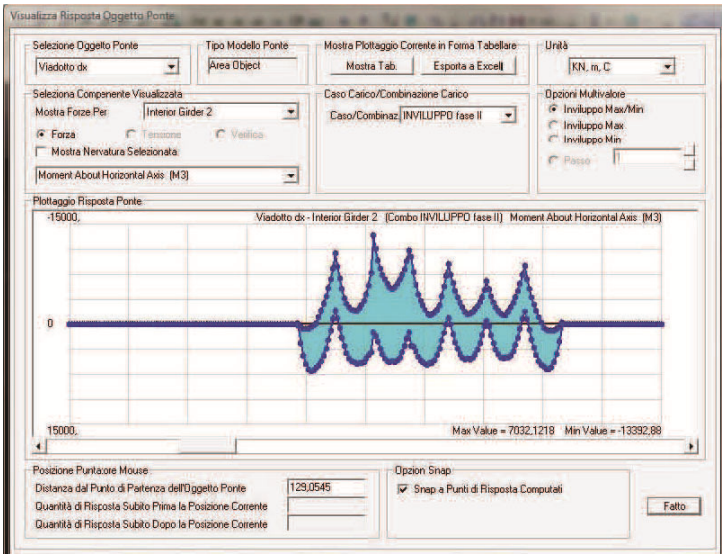


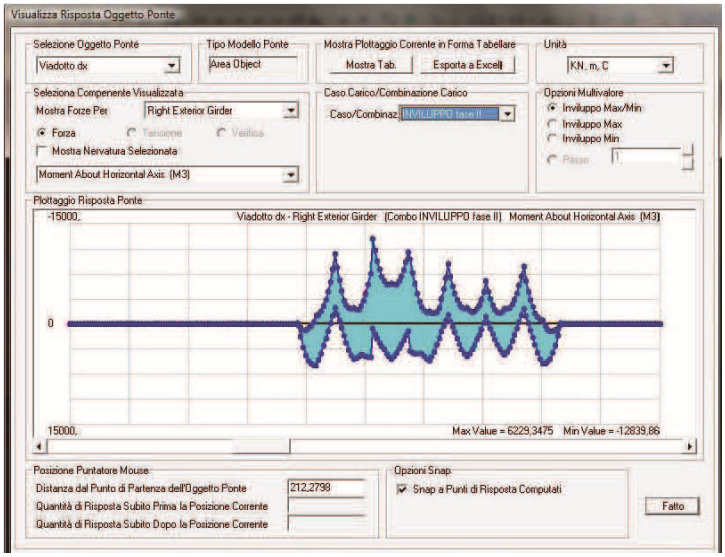


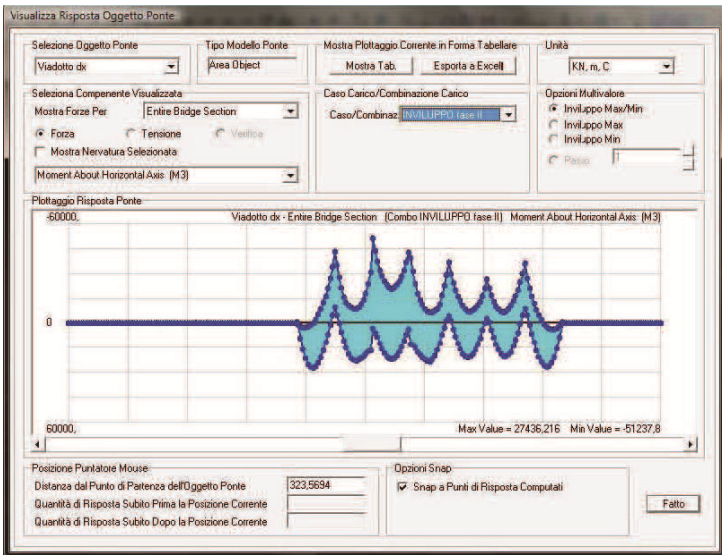
- Momento flettente in fase II



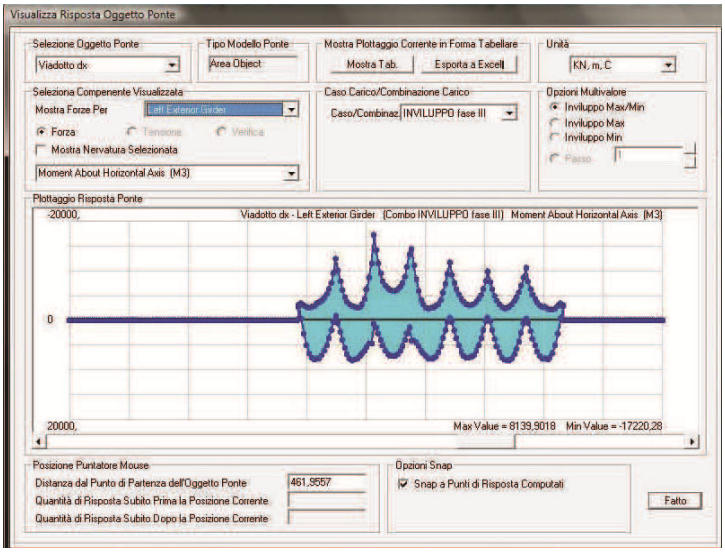

Visualizza Risposta Oggetto Ponte
Selezione Oggetto Ponte
Viadotto dx
Tipo Modello Ponte
Area Object
Mostra Plottaggio Corrente in Forma Tabellare
Mostra Tab.
Esporta a Excell
Unità
KN, m, C
Seleziona Componente Visualizzata
Mostra Forze Per
Interior Girder 1
Forza
Tensione
Verifica
Mostra Nervatura Selezionata
Moment About Horizontal Axis (M3)
Caso Carico/Combinazione Carico
Caso/Combinaz.
INVILUPPO fase II
Opzioni Multivalore
Inviluppo Max/Min
Inviluppo Max
Inviluppo Min
Passo
Plottaggio Risposta Ponte
-15000,
Viadotto dx - Interior Girder 1 (Combo INVILUPPO fase II) Moment About Horizontal Axis (M3)
0
15000,
Max Value = 7803,1987 Min Value = -13983,7
Posizione Puntatore Mouse
Distanza dal Punto di Partenza dell'Oggetto Ponte
169,6994
Quantità di Risposta Subito Prima la Posizione Corrente
Quantità di Risposta Subito Dopo la Posizione Corrente
Opzioni Snap
Snap a Punti di Risposta Computati
Fatto

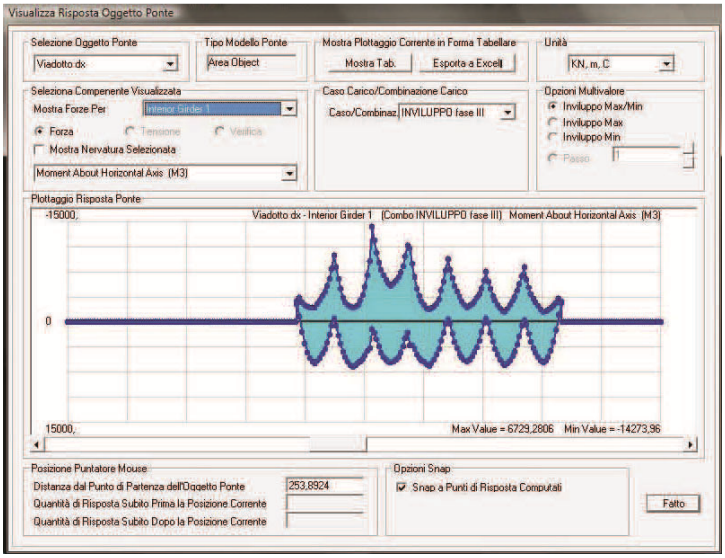

Visualizza Risposta Oggetto Ponte
Selezione Oggetto Ponte
Viadotto dx
Tipo Modello Ponte
Area Object
Mostra Plottaggio Corrente in Forma Tabellare
Mostra Tab.
Esporta a Excell
Unità
KN, m, C
Seleziona Componente Visualizzata
Mostra Forze Per
Interior Girder 2
Forza
Tensione
Verifica
Mostra Nervatura Selezionata
Moment About Horizontal Axis (M3)
Caso Carico/Combinazione Carico
Caso/Combinaz.
INVILUPPO fase II
Opzioni Multivalore
Inviluppo Max/Min
Inviluppo Max
Inviluppo Min
Passo
Plottaggio Risposta Ponte
-15000,
Viadotto dx - Interior Girder 2 (Combo INVILUPPO fase II) Moment About Horizontal Axis (M3)
0
15000,
Max Value = 7032,1218 Min Value = -13392,88
Posizione Puntatore Mouse
Distanza dal Punto di Partenza dell'Oggetto Ponte
129,0545
Quantità di Risposta Subito Prima la Posizione Corrente
Quantità di Risposta Subito Dopo la Posizione Corrente
Opzioni Snap
Snap a Punti di Risposta Computati
Fatto

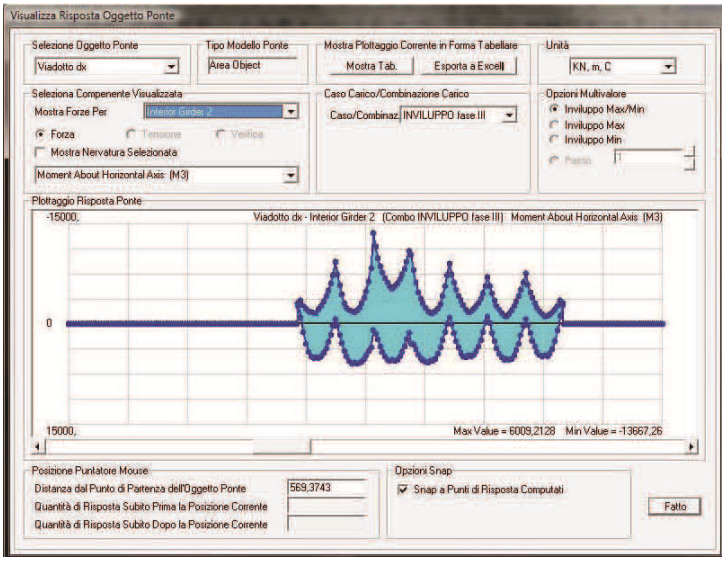

Visualizza Risposta Oggetto Ponte
Selezione Oggetto Ponte
Viadotto dx
Tipo Modello Ponte
Area Object
Mostra Plottaggio Corrente in Forma Tabellare
Mostra Tab.
Esporta a Excell
Unità
KN, m, C
Seleziona Componente Visualizzata
Mostra Forze Per
Right Exterior Girder
Forza
Tensione
Verifica
Mostra Nervatura Selezionata
Moment About Horizontal Axis (M3)
Caso Carico/Combinazione Carico
Caso/Combinaz.
INVILUPPO fase II
Opzioni Multivalore
Inviluppo Max/Min
Inviluppo Max
Inviluppo Min
Passo
Plottaggio Risposta Ponte
-15000,
Viadotto dx - Right Exterior Girder (Combo INVILUPPO fase II) Moment About Horizontal Axis (M3)
0
15000,
Max Value = 6229,3475 Min Value = -12839,86
Posizione Puntatore Mouse
Distanza dal Punto di Partenza dell'Oggetto Ponte
212,2798
Quantità di Risposta Subito Prima la Posizione Corrente
Quantità di Risposta Subito Dopo la Posizione Corrente
Opzioni Snap
Snap a Punti di Risposta Computati
Fatto

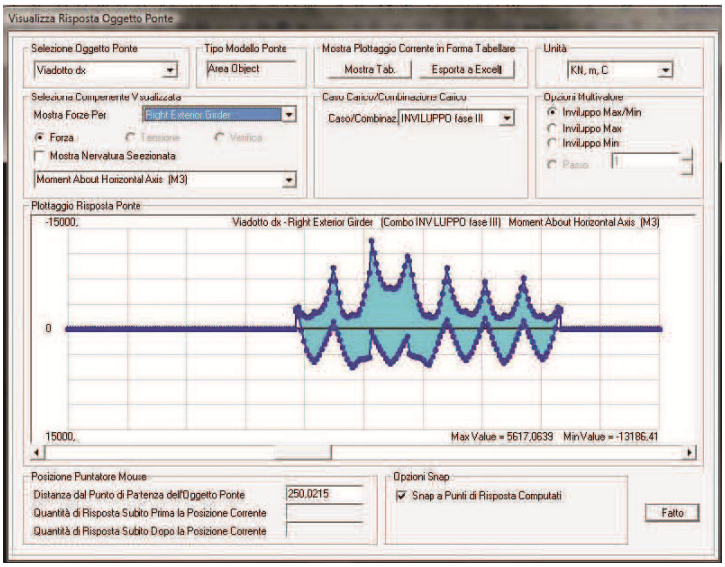


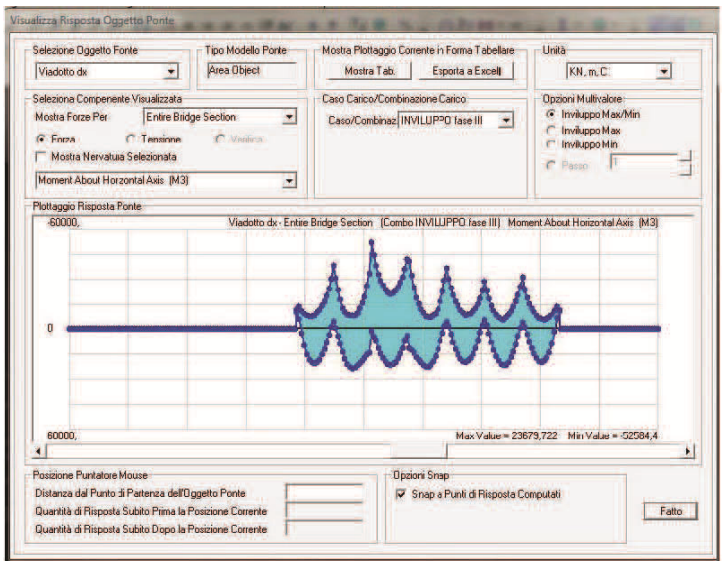
- Momento flettente in fase III



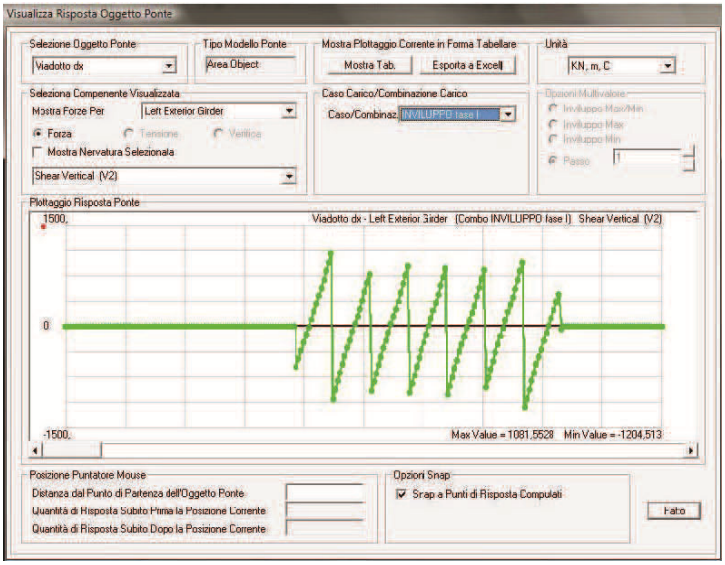


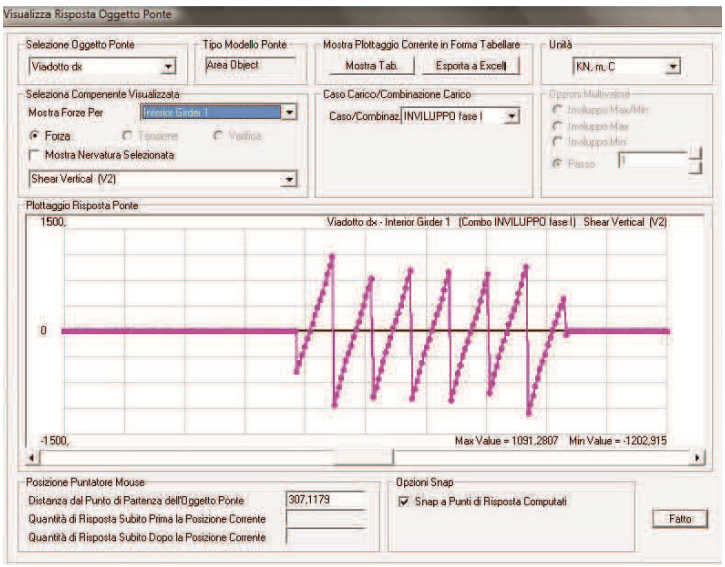

Visualizza Risposta Oggetto Ponte
Selezione Oggetto Ponte
Viadotto dx
Tipo Modello Ponte
Area Object
Mostra Plottaggio Corrente in Forma Tabellare
Mostra Tab.
Esporta a Excell
Unità
KN, m, C
Seleziona Componente Visualizzata
Mostra Forze Per
Interior Girder 2
Forza
Tensione
Verifica
Mostra Nervatura Selezionata
Moment About Horizontal Axis (M3)
Caso Carico/Combinazione Carico
Caso/Combinaz
INVILUPPO fase III
Opzioni Multivalore
Inviluppo Max/Min
Inviluppo Max
Inviluppo Min
Passo
Plottaggio Risposta Ponte
-15000,
Viadotto dx - Interior Girder 2 (Combo INVILUPPO fase III) Moment About Horizontal Axis (M3)
0
15000,
Max Value = 6009,2128 Min Value = -13667,26
Posizione Puntatore Mouse
Distanza dal Punto di Partenza dell'Oggetto Ponte
569,3743
Quantità di Risposta Subito Prima la Posizione Corrente
Quantità di Risposta Subito Dopo la Posizione Corrente
Opzioni Snap
Snap a Punti di Risposta Computati
Fatto

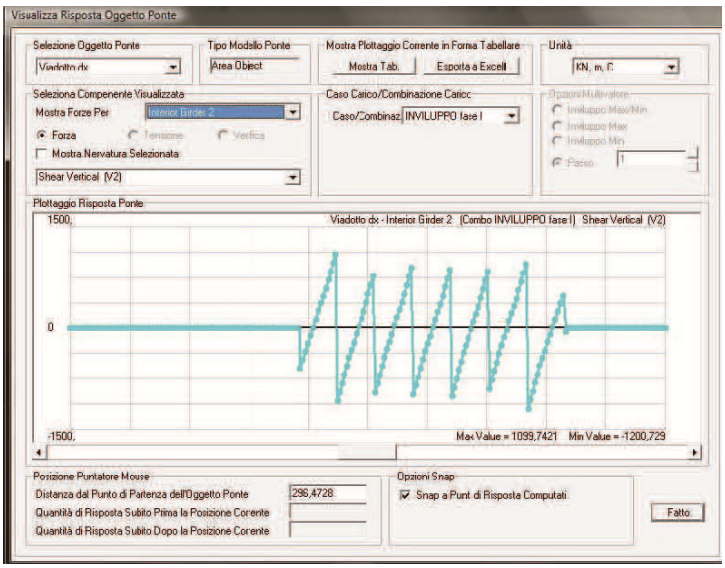

Visualizza Risposta Oggetto Ponte
Selezione Oggetto Ponte
Viadotto dx
Tipo Modello Ponte
Area Object
Mostra Plottaggio Corrente in Forma Tabellare
Mostra Tab.
Esporta a Excell
Unità
KN, m, C
Seleziona Componente Visualizzata
Mostra Forze Per
Right Exterior Girder
Forza
Tensione
Verifica
Mostra Nervatura Seezionata
Moment About Horizontal Axis (M3)
Caso Carico/Combinazione Carico
Caso/Combinaz
INVILUPPO fase III
Opzioni Multivalore
Inviluppo Max/Min
Inviluppo Max
Inviluppo Min
Passo
Plottaggio Risposta Ponte
-15000,
Viadotto dx - Right Exterior Girder (Combo INVILUPPO fase III) Moment About Horizontal Axis (M3)
0
15000,
Max Value = 5617,0639 Min Value = -13186,41
Posizione Puntatore Mouse
Distanza dal Punto di Partenza dell'Oggetto Ponte
250,0215
Quantità di Risposta Subito Prima la Posizione Corrente
Quantità di Risposta Subito Dopo la Posizione Corrente
Opzioni Snap
Snap a Punti di Risposta Computati
Fatto

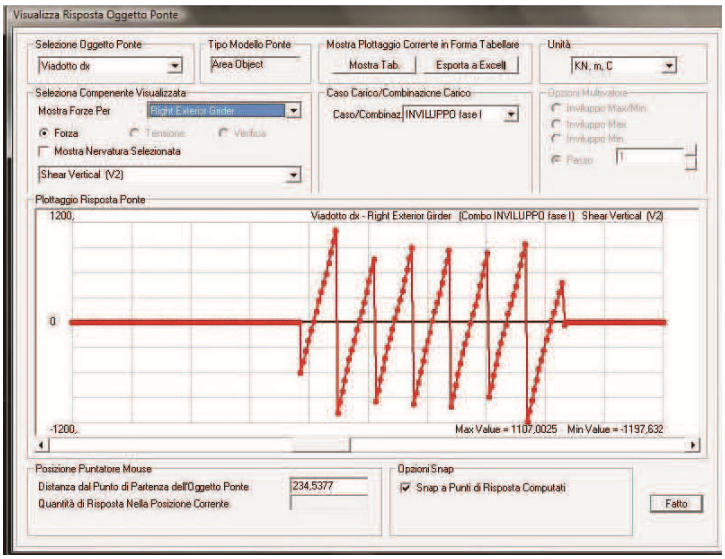

Visualizza Risposta Oggetto Ponte
Selezione Oggetto Ponte
Viadotto dx
Tipo Modello Ponte
Area Object
Mostra Plottaggio Corrente in Forma Tabellare
Mostra Tab.
Esporta a Excell
Unità
KN, m, C
Seleziona Componente Visualizzata
Mostra Forze Per
Entire Bridge Section
Forza
Tensione
Mostra Nervatura Selezionata
Moment About Horizontal Axis (M3)
Caso Carico/Combinazione Carico
Caso/Combinaz
INVILUPPO fase III
Opzioni Multivalore
Inviluppo Max/Min
Inviluppo Max
Inviluppo Min
Passo
Plottaggio Risposta Ponte
-60000,
Viadotto dx - Entire Bridge Section (Combo INVILUPPO fase III) Moment About Horizontal Axis (M3)
0
60000,
Max Value = 23679,722 Min Value = -92584,4
Posizione Puntatore Mouse
Distanza dal Punto di Partenza dell'Oggetto Ponte
Quantità di Risposta Subito Prima la Posizione Corrente
Quantità di Risposta Subito Dopo la Posizione Corrente
Opzioni Snap
Snap a Punti di Risposta Computati
Fatto

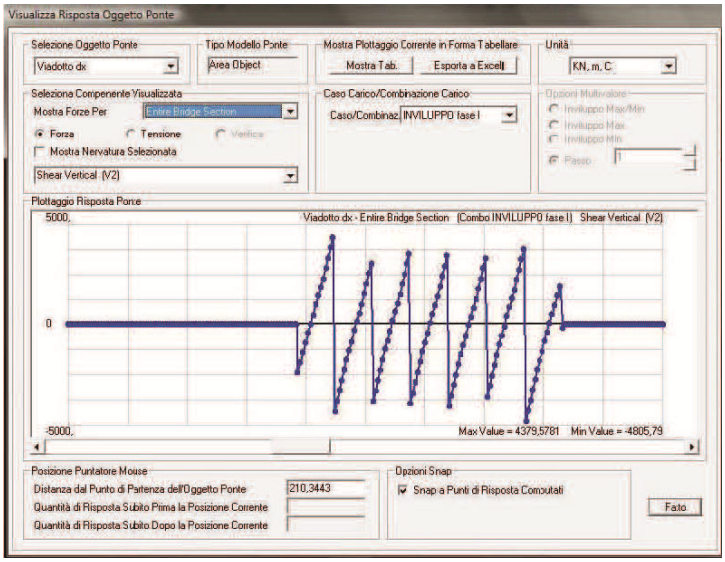
- Taglio in fase I



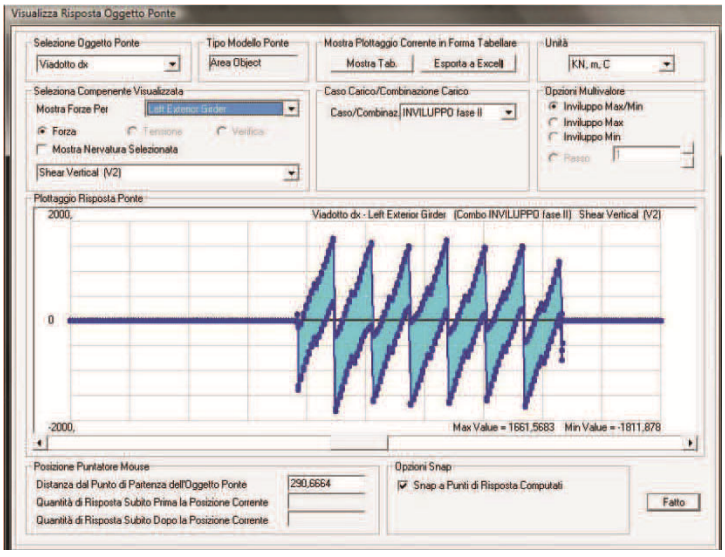


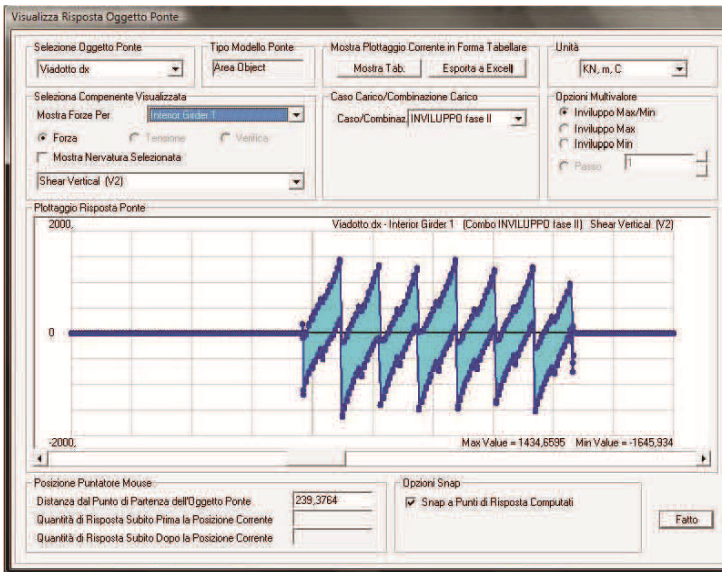


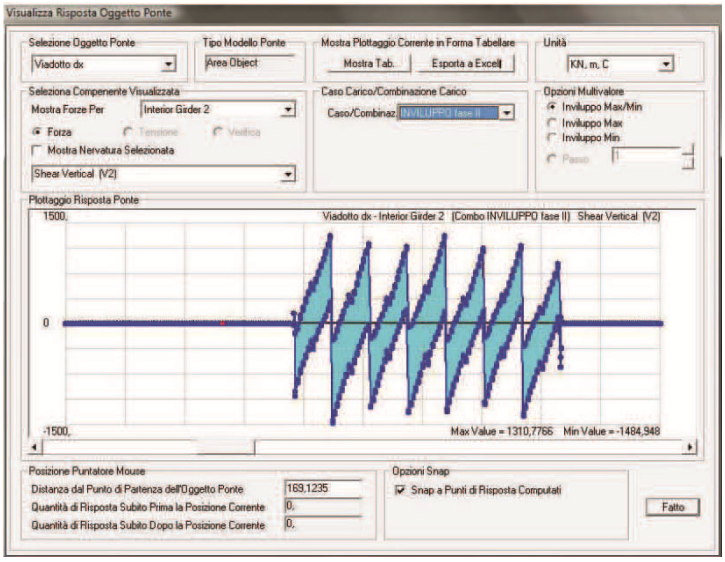


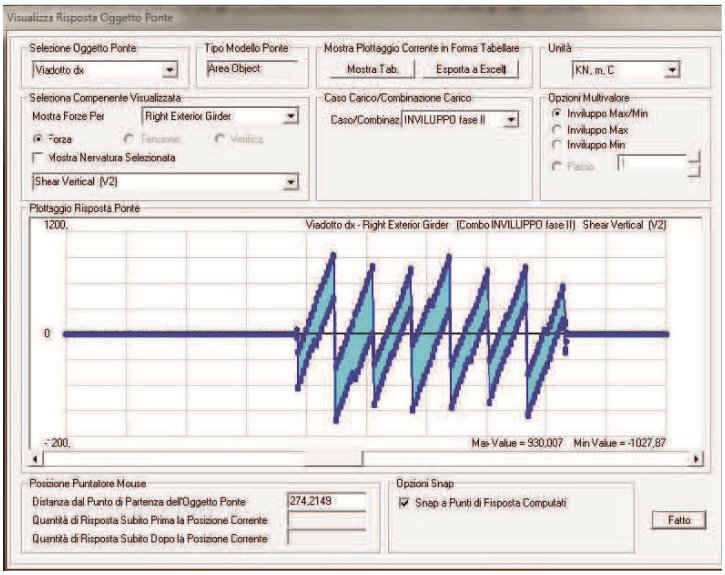


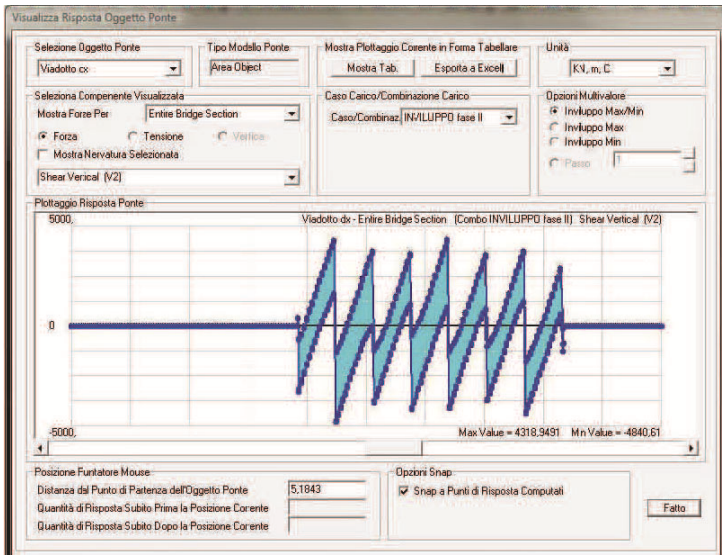
- Taglio in fase II



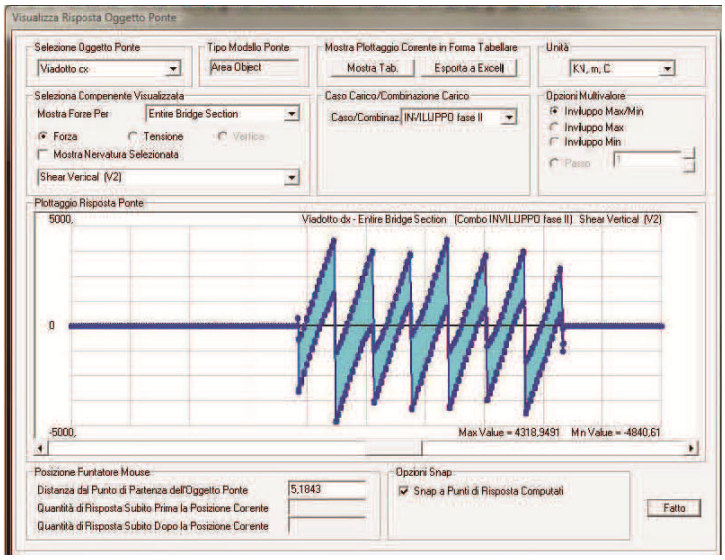

Visualizza Risposta Oggetto Ponte
Selezione Oggetto Ponte
Viadotto dx
Tipo Modello Ponte
Area Object
Mostra Plottaggio Corrente in Forma Tabellare
Mostra Tab.
Esporta a Excell
Unità
KN, m, C
Seleziona Componente Visualizzata
Mostra Forze Per
Interior Girder 1
Forza
Tensione
Verifica
Mostra Nervatura Selezionata
Shear Vertical (V2)
Caso Carico/Combinazione Carico
Caso/Combinaz
INVILUPPO fase II
Opzioni Multivalore
Inviluppo Max/Min
Inviluppo Max
Inviluppo Min
Passo
Plottaggio Risposta Ponte
2000.
0
-2000.
Viadotto dx - Interior Girder 1 (Combo INVILUPPO fase II) Shear Vertical (V2)
Max Value = 1434,6595 Min Value = -1645,934
Posizione Puntatore Mouse
Distanza dal Punto di Partenza dell'Oggetto Ponte
239,3764
Quantità di Risposta Subito Prima la Posizione Corrente
Quantità di Risposta Subito Dopo la Posizione Corrente
Opzioni Snap
Snap a Punti di Risposta Computati
Fatto

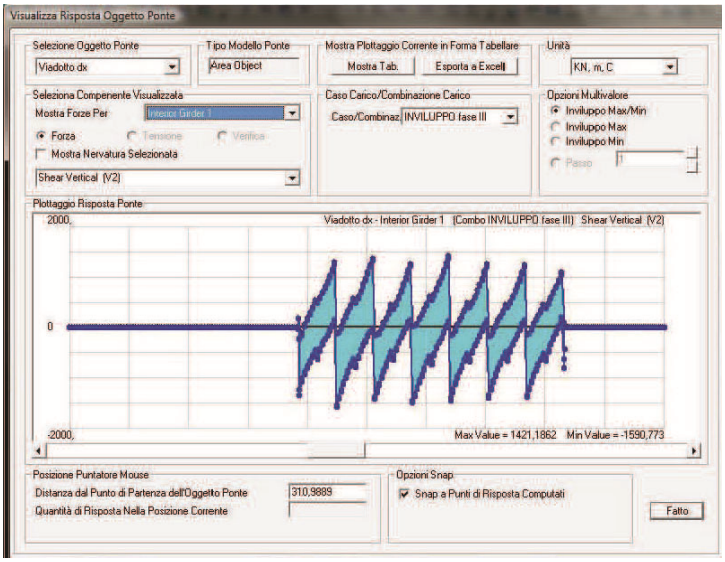

Visualizza Risposta Oggetto Ponte
Selezione Oggetto Ponte
Viadotto dx
Tipo Modello Ponte
Area Object
Mostra Plottaggio Corrente in Forma Tabellare
Mostra Tab.
Esporta a Excell
Unità
KN, m, C
Seleziona Componente Visualizzata
Mostra Forze Per
Interior Girder 2
Forza
Tensione
Verifica
Mostra Nervatura Selezionata
Shear Vertical (V2)
Caso Carico/Combinazione Carico
Caso/Combinaz
INVILUPPO fase II
Opzioni Multivalore
Inviluppo Max/Min
Inviluppo Max
Inviluppo Min
Passo
Plottaggio Risposta Ponte
1500.
0
-1500.
Viadotto dx - Interior Girder 2 (Combo INVILUPPO fase II) Shear Vertical (V2)
Max Value = 1310,7766 Min Value = -1484,948
Posizione Puntatore Mouse
Distanza dal Punto di Partenza dell'Oggetto Ponte
169,1235
Quantità di Risposta Subito Prima la Posizione Corrente
0,
Quantità di Risposta Subito Dopo la Posizione Corrente
0,
Opzioni Snap
Snap a Punti di Risposta Computati
Fatto

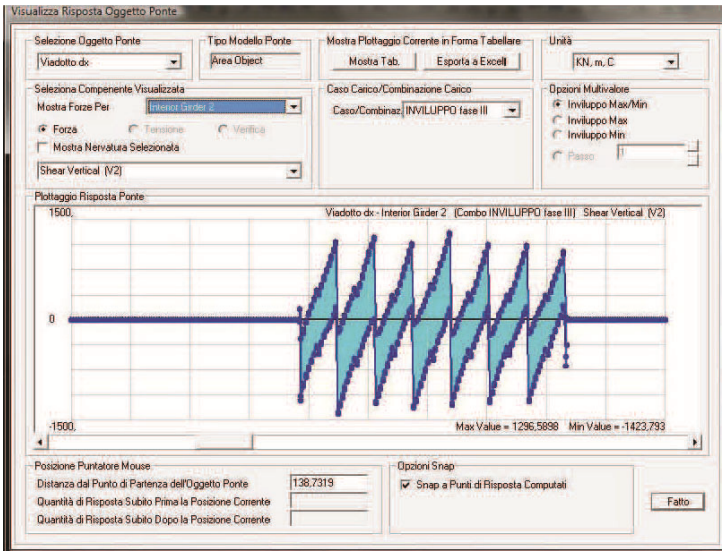

Visualizza Risposta Oggetto Ponte
Selezione Oggetto Ponte
Viadotto dx
Tipo Modello Ponte
Area Object
Mostra Plottaggio Corrente in Forma Tabellare
Mostra Tab.
Esporta a Excell
Unità
KN, m, C
Seleziona Componente Visualizzata
Mostra Forze Per
Right Exterior Girder
Forza
Tensione
Verifica
Mostra Nervatura Selezionata
Shear Vertical (V2)
Caso Carico/Combinazione Carico
Caso/Combinaz
INVILUPPO fase II
Opzioni Multivalore
Inviluppo Max/Min
Inviluppo Max
Inviluppo Min
Passo
Plottaggio Risposta Ponte
1200.
0
-1200.
Viadotto dx - Right Exterior Girder (Combo INVILUPPO fase II) Shear Vertical (V2)
Max Value = 930,007 Min Value = -1027,87
Posizione Puntatore Mouse
Distanza dal Punto di Partenza dell'Oggetto Ponte
274,2149
Quantità di Risposta Subito Prima la Posizione Corrente
Quantità di Risposta Subito Dopo la Posizione Corrente
Opzioni Snap
Snap a Punti di Risposta Computati
Fatto

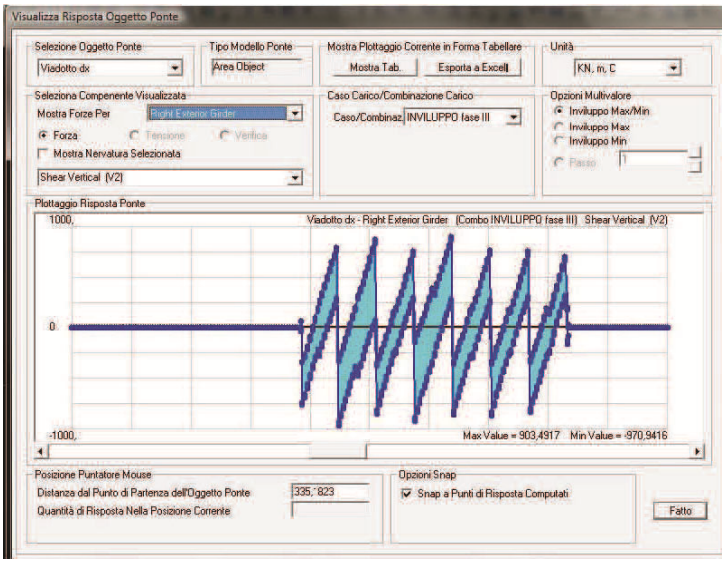


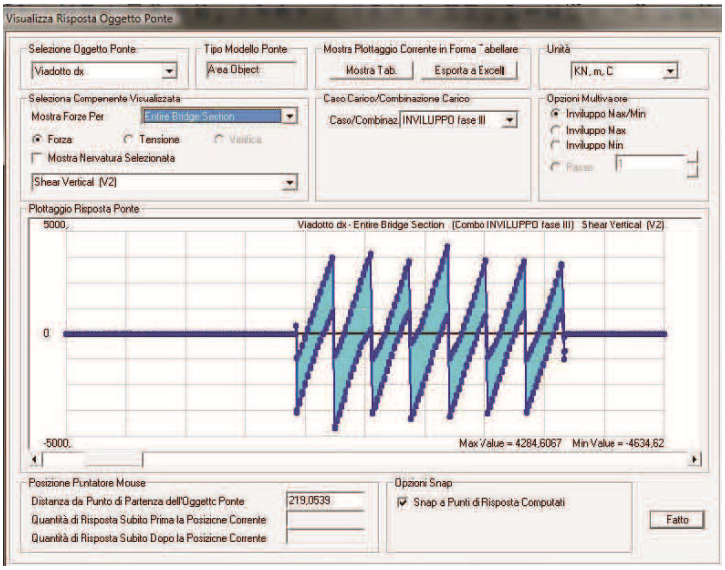
- Taglio in fase III



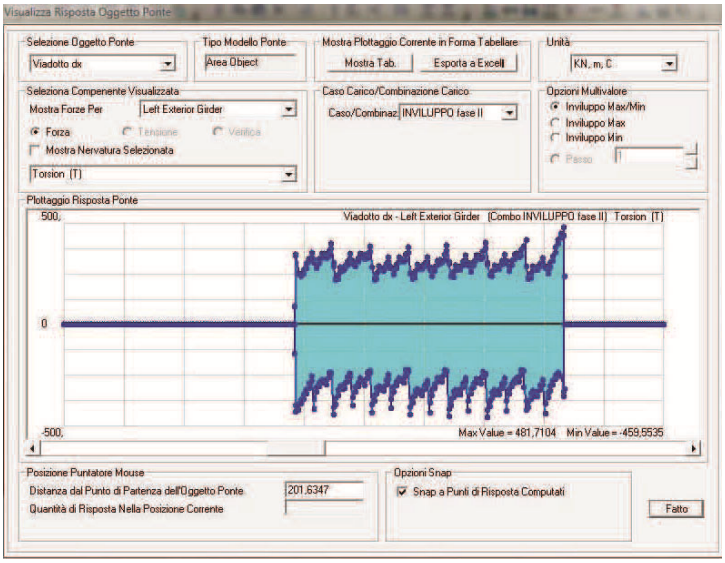


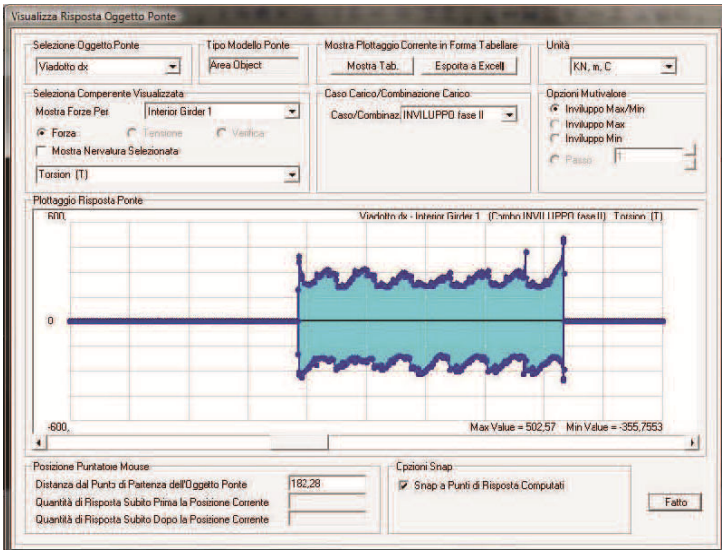

Visualizza Risposta Oggetto Ponte
Selezione Oggetto Ponte
Viadotto dx
Tipo Modello Ponte
Area Object
Mostra Plottaggio Corrente in Forma Tabellare
Mostra Tab.
Esporta a Excell
Unità
KN, m, C
Seleziona Componente Visualizzata
Mostra Forze Per
Interior Girder 2
Forza
Tensione
Verifica
Mostra Nervatura Selezionata
Shear Vertical (V2)
Caso Carico/Combinazione Carico
Caso/Combinaz
INVILUPPO fase III
Opzioni Multivalore
Inviluppo Max/Min
Inviluppo Max
Inviluppo Min
Passo
Plottaggio Risposta Ponte
1500.
0
-1500.
Viadotto dx - Interior Girder 2 (Combo INVILUPPO fase III) Shear Vertical (V2)
Max Value = 1296,5898 Min Value = -1423,793
Posizione Puntatore Mouse
Distanza dal Punto di Partenza dell'Oggetto Ponte
138,7319
Quantità di Risposta Subito Prima la Posizione Corrente
Quantità di Risposta Subito Dopo la Posizione Corrente
Opzioni Snap
Snap a Punti di Risposta Computati
Fatto

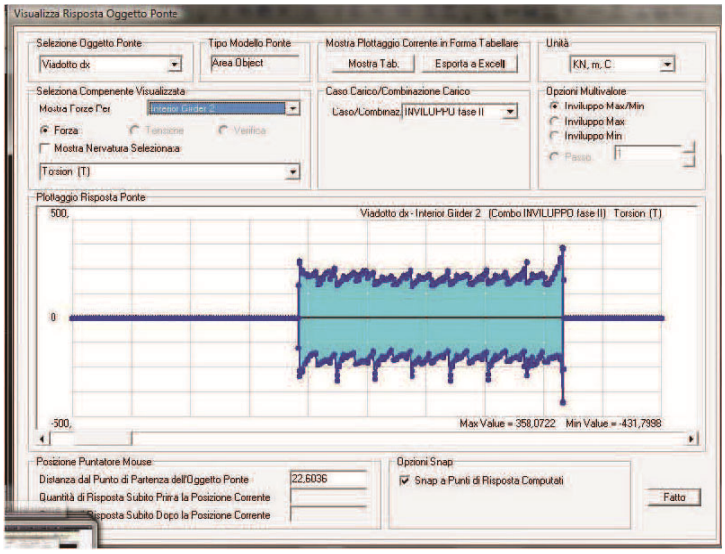

Visualizza Risposta Oggetto Ponte
Selezione Oggetto Ponte
Viadotto dx
Tipo Modello Ponte
Area Object
Mostra Plottaggio Corrente in Forma Tabellare
Mostra Tab.
Esporta a Excell
Unità
KN, m, C
Seleziona Componente Visualizzata
Mostra Forze Per
Right Exterior Girder
Forza
Tensione
Verifica
Mostra Nervatura Selezionata
Shear Vertical (V2)
Caso Carico/Combinazione Carico
Caso/Combinaz
INVILUPPO fase III
Opzioni Multivalore
Inviluppo Max/Min
Inviluppo Max
Inviluppo Min
Passo
Plottaggio Risposta Ponte
1000.
0
-1000.
Viadotto dx - Right Exterior Girder (Combo INVILUPPO fase III) Shear Vertical (V2)
Max Value = 903,4917 Min Value = -970,9416
Posizione Puntatore Mouse
Distanza dal Punto di Partenza dell'Oggetto Ponte
335,823
Quantità di Risposta Nella Posizione Corrente
Opzioni Snap
Snap a Punti di Risposta Computati
Fatto

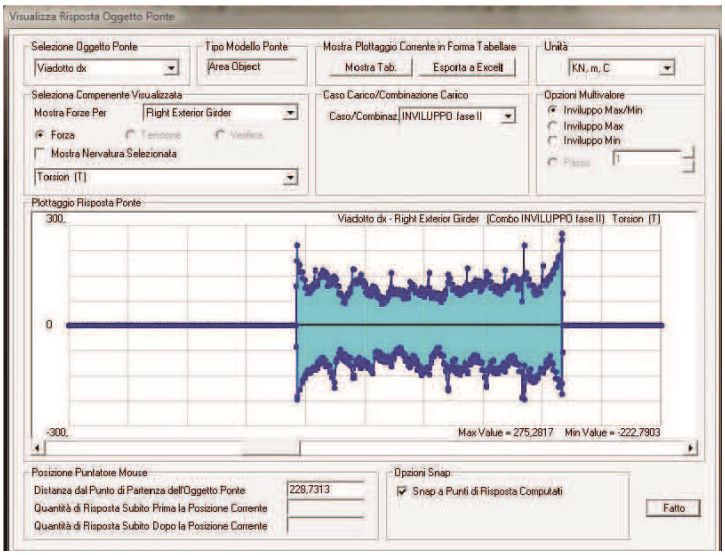

Visualizza Risposta Oggetto Ponte
Selezione Oggetto Ponte
Viadotto dx
Tipo Modello Ponte
Area Object
Mostra Plottaggio Corrente in Forma Tabellare
Mostra Tab.
Esporta a Excell
Unità
KN, m, C
Seleziona Componente Visualizzata
Mostra Forze Per
Entire Bridge Section
Forza
Tensione
Verifica
Mostra Nervatura Selezionata
Shear Vertical (V2)
Caso Carico/Combinazione Carico
Caso/Combinaz
INVILUPPO fase III
Opzioni Multivalore
Inviluppo Max/Min
Inviluppo Max
Inviluppo Min
Passo
Plottaggio Risposta Ponte
5000.
0
-5000.
Viadotto dx - Entire Bridge Section (Combo INVILUPPO fase III) Shear Vertical (V2)
Max Value = 4284,6067 Min Value = -4634,62
Posizione Puntatore Mouse
Distanza da Punto di Partenza dell'Oggetto Ponte
219,0539
Quantità di Risposta Subito Prima la Posizione Corrente
Quantità di Risposta Subito Dopo la Posizione Corrente
Opzioni Snap
Snap a Punti di Risposta Computati
Fatto

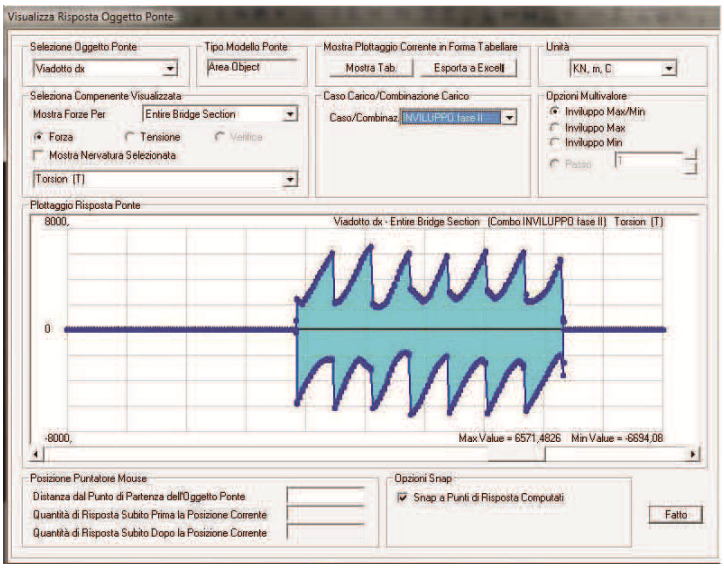
- Momento torcente in fase II



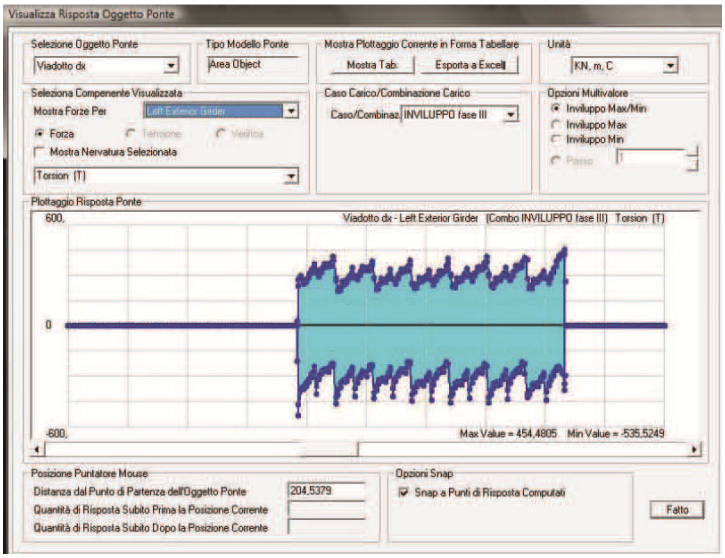


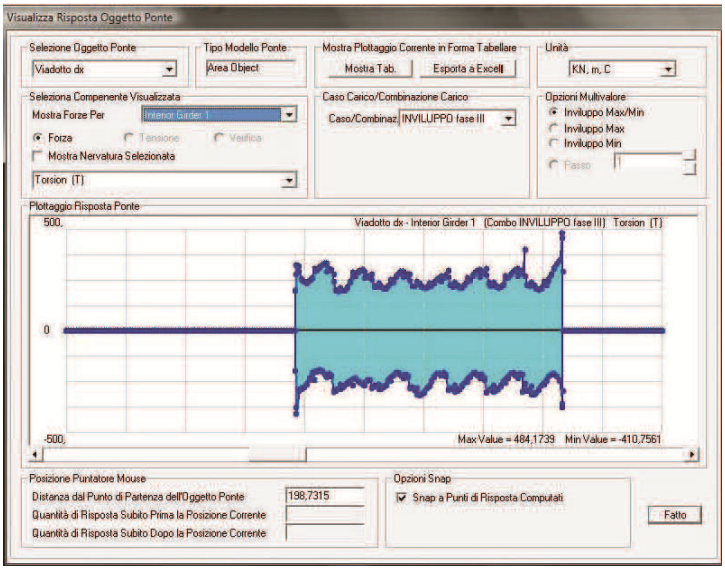


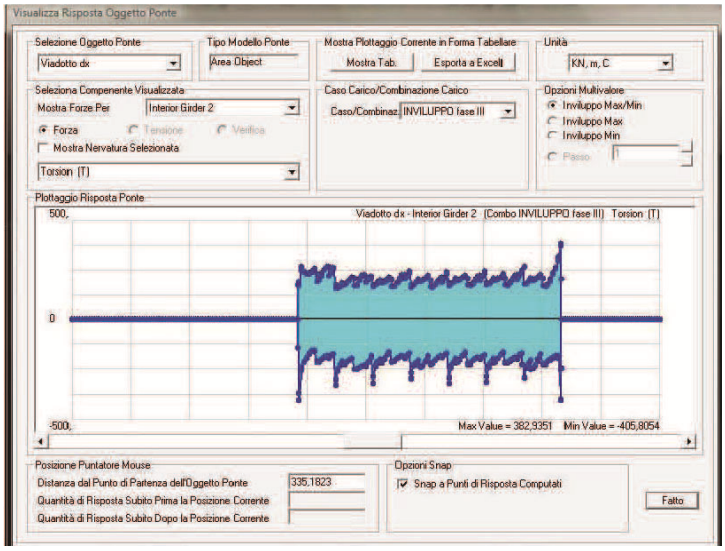


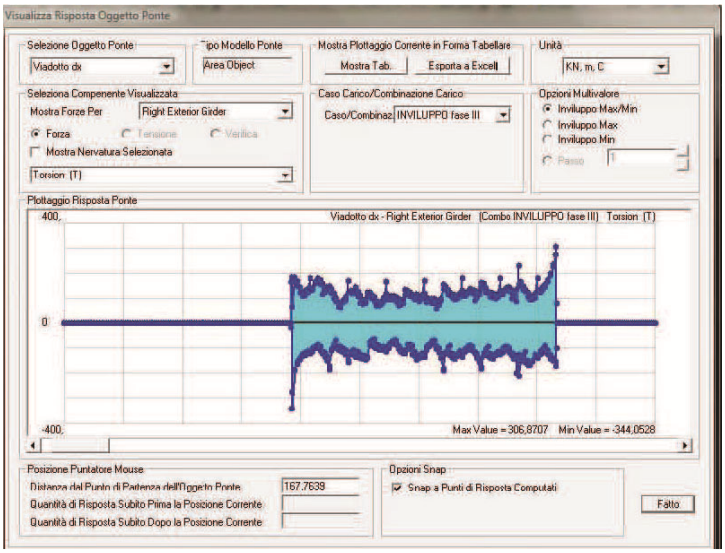


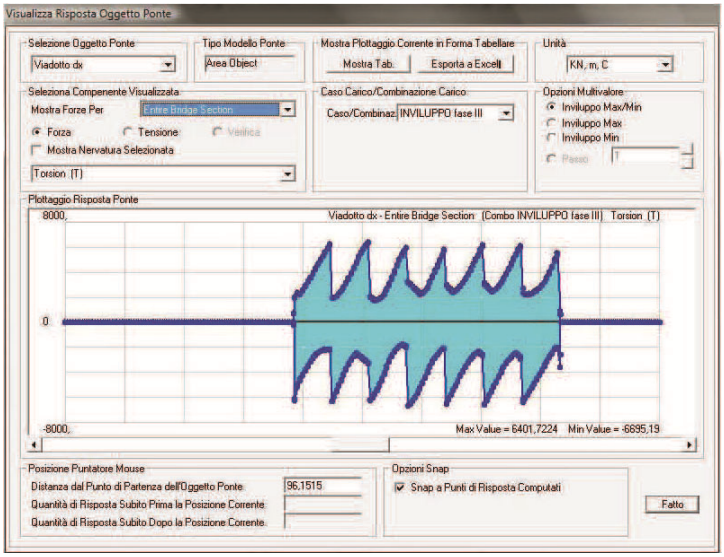
- Momento torcente in fase III



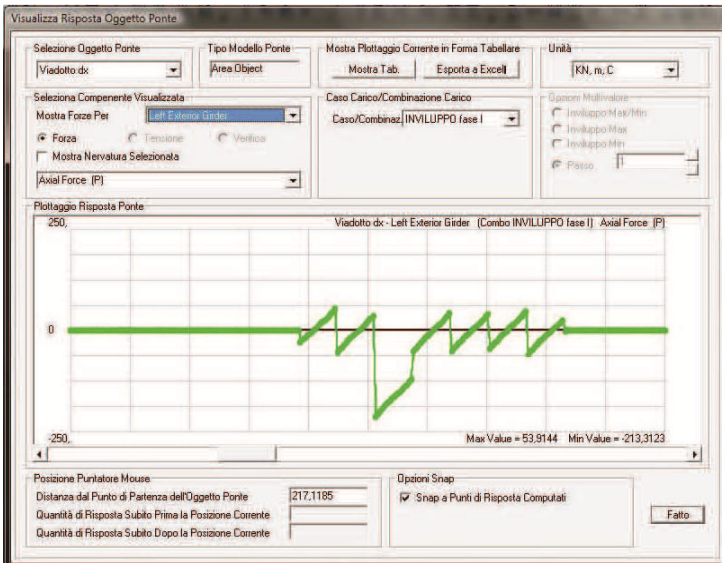

Visualizza Risposta Oggetto Ponte
Selezione Oggetto Ponte
Viadotto dx
Tipo Modello Ponte
Area Object
Mostra Plottaggio Corrente in Forma Tabellare
Mostra Tab.
Esporta a Excell
Unità
KN, m, C
Seleziona Componente Visualizzata
Mostra Forze Per
Interior Girder 1
Forza
Tensione
Verifica
Mostra Nervatura Selezionata
Torsion (T)
Caso Carico/Combinazione Carico
Caso/Combinaz
INVILUPPO fase III
Opzioni Multivalore
Inviluppo Max/Min
Inviluppo Max
Inviluppo Min
Passo
Plottaggio Risposta Ponte
500,
Viadotto dx - Interior Girder 1 (Combo INVILUPPO fase III) Torsion (T)
0
-500,
Max Value = 484,1739 Min Value = -410,7561
Posizione Puntatore Mouse
Distanza dal Punto di Partenza dell'Oggetto Ponte
198,7315
Quantità di Risposta Subito Prima la Posizione Corrente
Quantità di Risposta Subito Dopo la Posizione Corrente
Opzioni Snap
Snap a Punti di Risposta Computati
Fatto

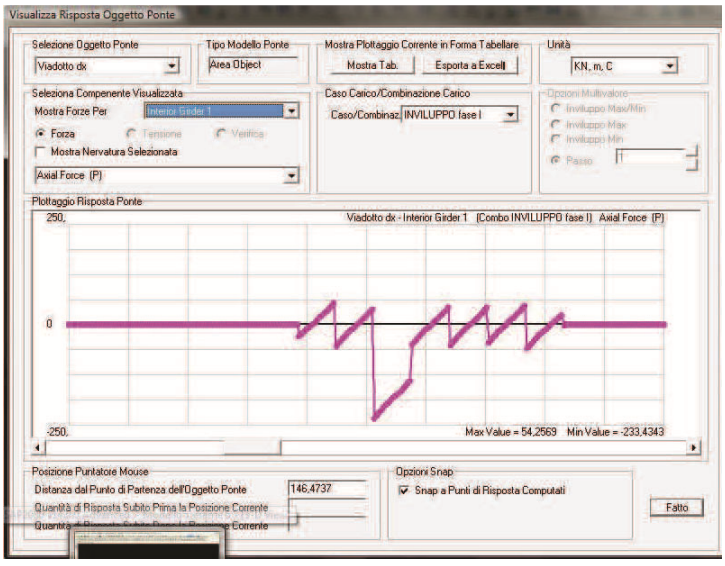

Visualizza Risposta Oggetto Ponte
Selezione Oggetto Ponte
Viadotto dx
Tipo Modello Ponte
Area Object
Mostra Plottaggio Corrente in Forma Tabellare
Mostra Tab.
Esporta a Excell
Unità
KN, m, C
Seleziona Componente Visualizzata
Mostra Forze Per
Interior Girder 2
Forza
Tensione
Verifica
Mostra Nervatura Selezionata
Torsion (T)
Caso Carico/Combinazione Carico
Caso/Combinaz
INVILUPPO fase III
Opzioni Multivalore
Inviluppo Max/Min
Inviluppo Max
Inviluppo Min
Passo
Plottaggio Risposta Ponte
500,
Viadotto dx - Interior Girder 2 (Combo INVILUPPO fase III) Torsion (T)
0
-500,
Max Value = 382,9351 Min Value = -405,8054
Posizione Puntatore Mouse
Distanza dal Punto di Partenza dell'Oggetto Ponte
335,1823
Quantità di Risposta Subito Prima la Posizione Corrente
Quantità di Risposta Subito Dopo la Posizione Corrente
Opzioni Snap
Snap a Punti di Risposta Computati
Fatto

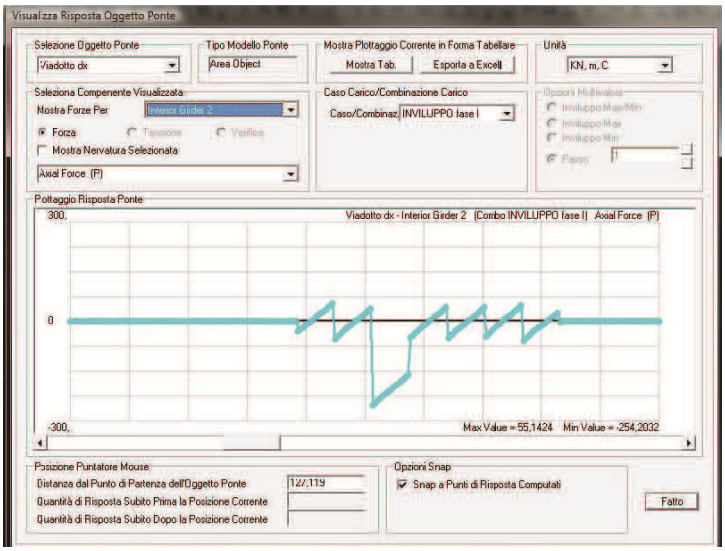

Visualizza Risposta Oggetto Ponte
Selezione Oggetto Ponte
Viadotto dx
Tipo Modello Ponte
Area Object
Mostra Plottaggio Corrente in Forma Tabellare
Mostra Tab.
Esporta a Excell
Unità
KN, m, C
Seleziona Componente Visualizzata
Mostra Forze Per
Right Exterior Girder
Forza
Tensione
Verifica
Mostra Nervatura Selezionata
Torsion (T)
Caso Carico/Combinazione Carico
Caso/Combinaz
INVILUPPO fase III
Opzioni Multivalore
Inviluppo Max/Min
Inviluppo Max
Inviluppo Min
Passo
Plottaggio Risposta Ponte
400,
Viadotto dx - Right Exterior Girder (Combo INVILUPPO fase III) Torsion (T)
0
-400,
Max Value = 306,8707 Min Value = -344,0528
Posizione Puntatore Mouse
Distanza dal Punto di Partenza dell'Oggetto Ponte
167,7639
Quantità di Risposta Subito Prima la Posizione Corrente
Quantità di Risposta Subito Dopo la Posizione Corrente
Opzioni Snap
Snap a Punti di Risposta Computati
Fatto

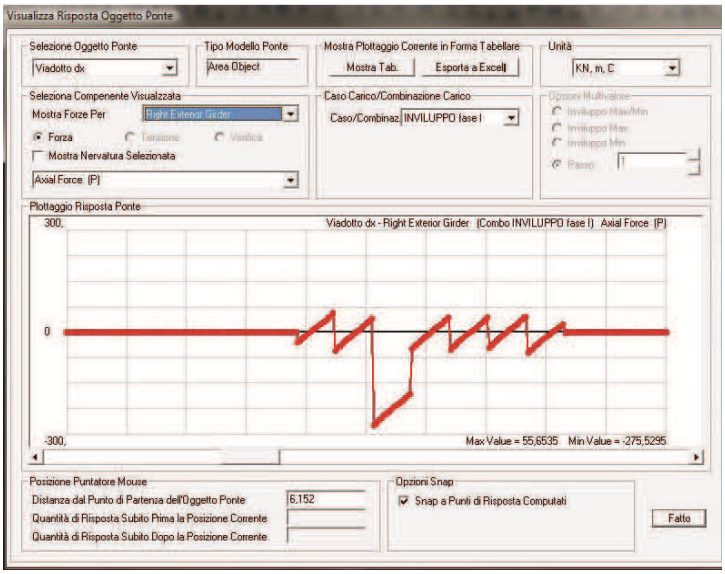


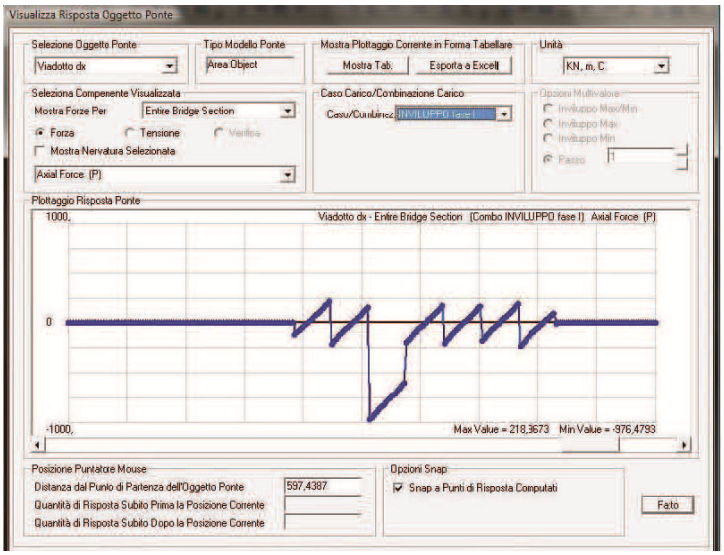
- Sforzo Normale in fase I



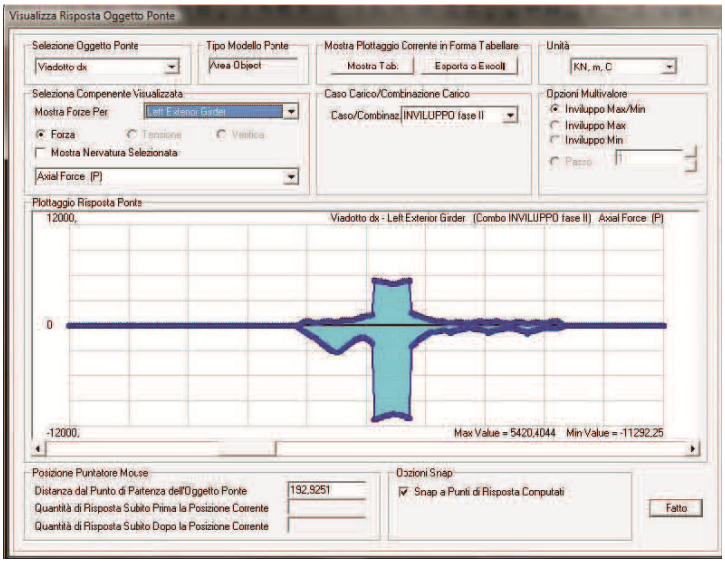


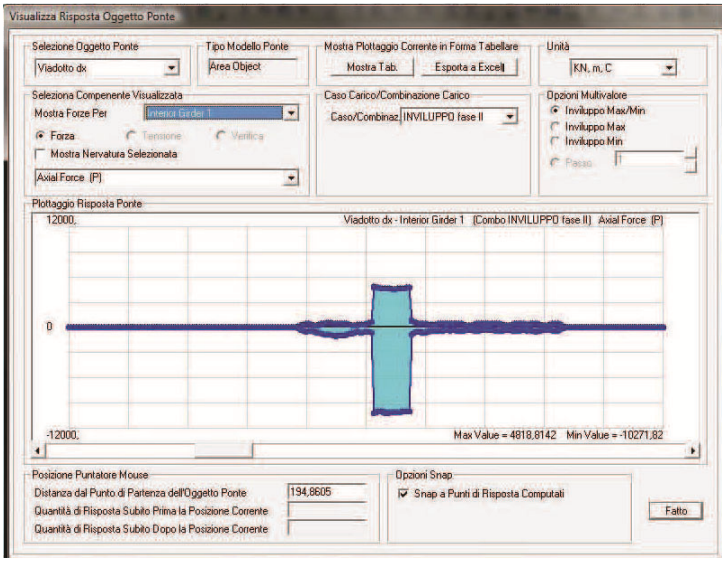

Visualizza Risposta Oggetto Ponte
Selezione Oggetto Ponte
Viadotto dx
Tipo Modello Ponte
Area Object
Mostra Plottaggio Corrente in Forma Tabellare
Mostra Tab.
Esporta a Excell
Unità
KN, m, C
Seleziona Componente Visualizzata
Mostra Forze Per
Interior Girder 2
Forza
Tensione
Verifica
Mostra Nervatura Selezionata
Axial Force (P)
Caso Carico/Combinazione Carico
Caso/Combinaz
INVILUPPO fase I
Opzioni Multivalore
Inviluppo Max/Min
Inviluppo Max
Inviluppo Min
Passo
Plottaggio Risposta Ponte
300.
Viadotto dx - Interior Girder 2 (Combo INVILUPPO fase I) Axial Force (P)
0
-300.
Max Value = 55,1424 Min Value = -254,2032
Posizione Puntatore Mouse
Distanza dal Punto di Partenza dell'Oggetto Ponte
127,119
Quantità di Risposta Subito Prima la Posizione Corrente
Quantità di Risposta Subito Dopo la Posizione Corrente
Opzioni Snap
Snap a Punti di Risposta Computati
Fatto

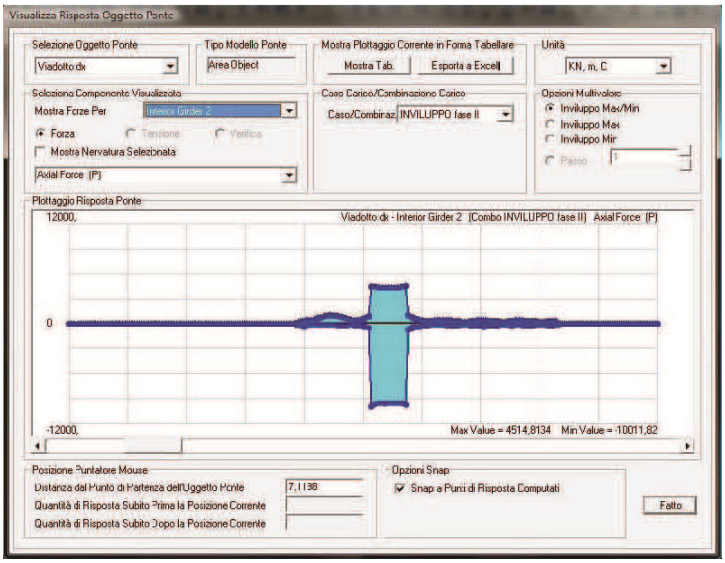

Visualizza Risposta Oggetto Ponte
Selezione Oggetto Ponte
Viadotto dx
Tipo Modello Ponte
Area Object
Mostra Plottaggio Corrente in Forma Tabellare
Mostra Tab.
Esporta a Excell
Unità
KN, m, C
Seleziona Componente Visualizzata
Mostra Forze Per
Right Exterior Girder
Forza
Tensione
Verifica
Mostra Nervatura Selezionata
Axial Force (P)
Caso Carico/Combinazione Carico
Caso/Combinaz
INVILUPPO fase I
Opzioni Multivalore
Inviluppo Max/Min
Inviluppo Max
Inviluppo Min
Passo
Plottaggio Risposta Ponte
300.
Viadotto dx - Right Exterior Girder (Combo INVILUPPO fase I) Axial Force (P)
0
-300.
Max Value = 55,6535 Min Value = -275,5295
Posizione Puntatore Mouse
Distanza dal Punto di Partenza dell'Oggetto Ponte
6,152
Quantità di Risposta Subito Prima la Posizione Corrente
Quantità di Risposta Subito Dopo la Posizione Corrente
Opzioni Snap
Snap a Punti di Risposta Computati
Fatto

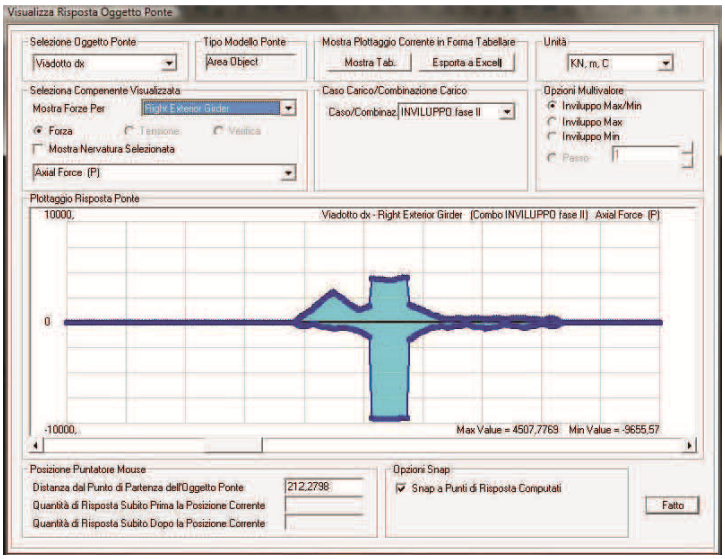

Visualizza Risposta Oggetto Ponte
Selezione Oggetto Ponte
Viadotto dx
Tipo Modello Ponte
Area Object
Mostra Plottaggio Corrente in Forma Tabellare
Mostra Tab.
Esporta a Excell
Unità
KN, m, C
Seleziona Componente Visualizzata
Mostra Forze Per
Entire Bridge Section
Forza
Tensione
Verifica
Mostra Nervatura Selezionata
Axial Force (P)
Caso Carico/Combinazione Carico
INVILUPPO fase I
Opzioni Multivalore
Inviluppo Max/Min
Inviluppo Max
Inviluppo Min
Passo
Plottaggio Risposta Ponte
1000.
Viadotto dx - Entire Bridge Section (Combo INVILUPPO fase I) Axial Force (P)
0
-1000.
Max Value = 218,3673 Min Value = -976,4793
Posizione Puntatore Mouse
Distanza dal Punto di Partenza dell'Oggetto Ponte
597,4387
Quantità di Risposta Subito Prima la Posizione Corrente
Quantità di Risposta Subito Dopo la Posizione Corrente
Opzioni Snap
Snap a Punti di Risposta Computati
Fatto

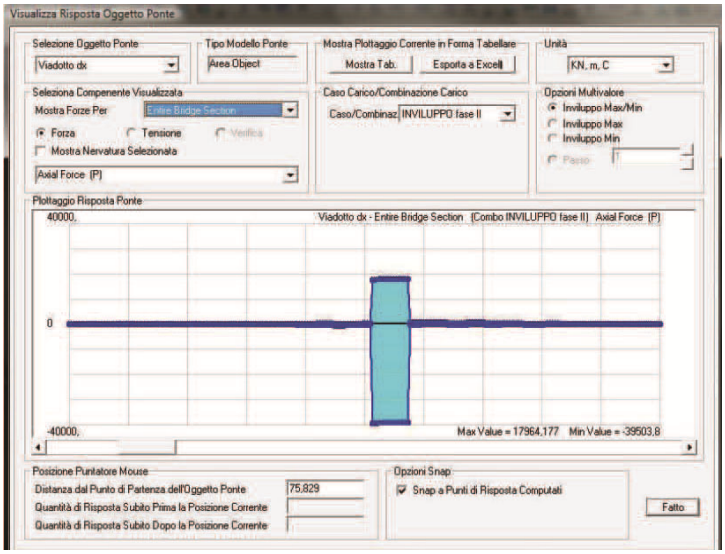
- Sforzo Normale in fase II



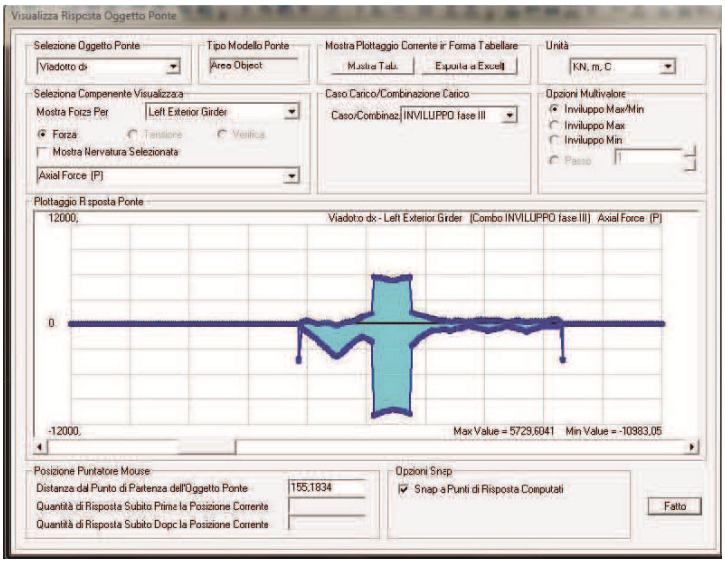


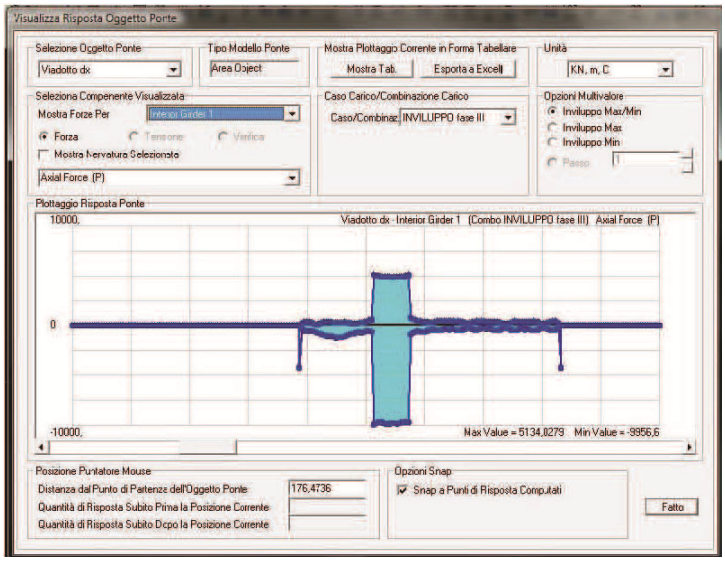


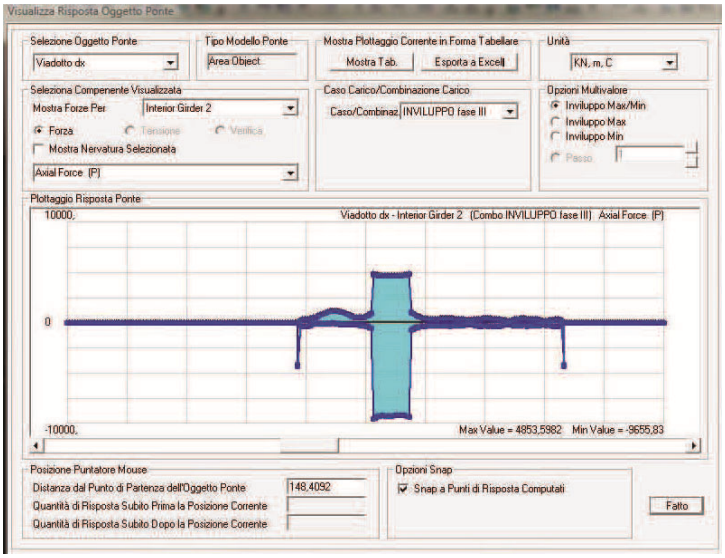


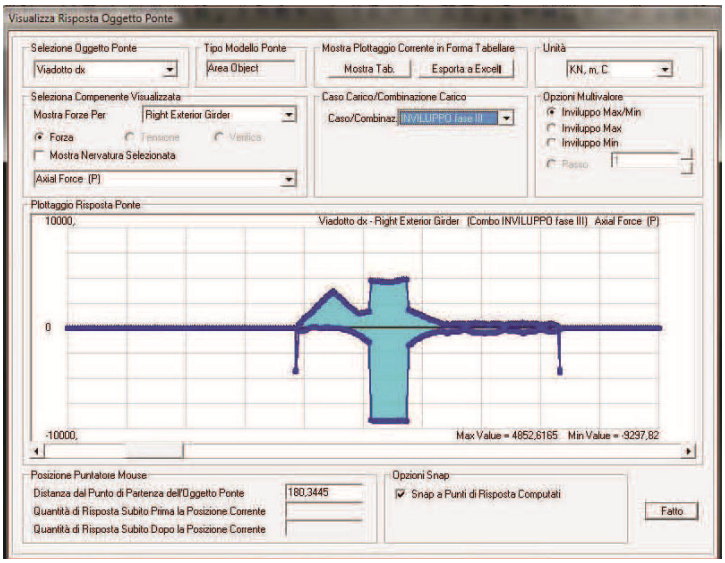


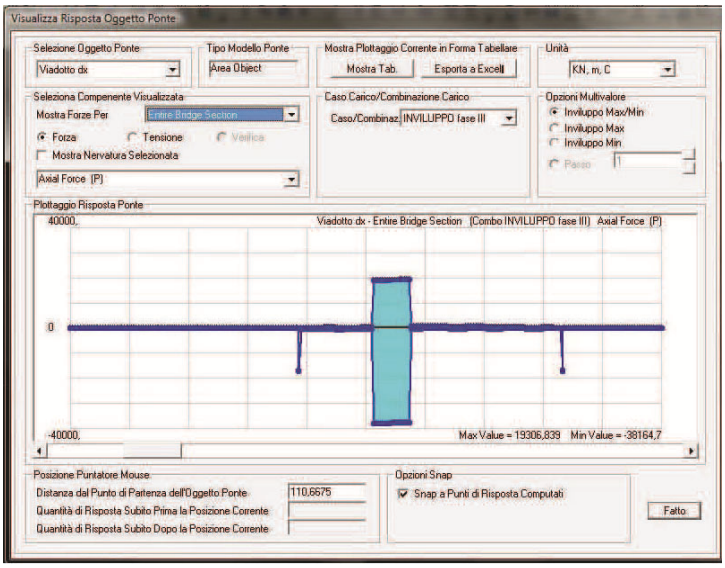
- Sforzo Normale in fase III




Visualizza Risposta Oggetto Ponte
Selezione Oggetto Ponte
Viadotto dx
Tipo Modello Ponte
Area Object
Mostra Plottaggio Corrente in Forma Tabellare
Mostra Tab.
Esporta a Excell
Unità
KN, m, C
Seleziona Componente Visualizzata
Mostra Forze Per
Interior Girder 1
Forza
Tensione
Verifica
Mostra Nervatura Selezionata
Axial Force (P)
Caso Carico/Combinazione Carico
Caso/Combinaz
INVILUPPO fase III
Opzioni Multivalore
Inviluppo Max/Min
Inviluppo Max
Inviluppo Min
Passo
Plottaggio Risposta Ponte
10000.
Viadotto dx - Interior Girder 1 (Combo INVILUPPO fase III) Axial Force (P)
0
-10000.
Max Value = 5134,0279 Min Value = -9956,6
Posizione Puntatore Mouse
Distanza dal Punto di Partenza dell'Oggetto Ponte
176,4736
Quantità di Risposta Subito Prima la Posizione Corrente
Quantità di Risposta Subito Dopo la Posizione Corrente
Opzioni Snap
Snap a Punti di Risposta Computati
Fatto


Visualizza Risposta Oggetto Ponte
Selezione Oggetto Ponte
Viadotto dx
Tipo Modello Ponte
Area Object
Mostra Plottaggio Corrente in Forma Tabellare
Mostra Tab.
Esporta a Excell
Unità
KN, m, C
Seleziona Componente Visualizzata
Mostra Forze Per
Interior Girder 2
Forza
Tensione
Verifica
Mostra Nervatura Selezionata
Axial Force (P)
Caso Carico/Combinazione Carico
Caso/Combinaz
INVILUPPO fase III
Opzioni Multivalore
Inviluppo Max/Min
Inviluppo Max
Inviluppo Min
Passo
Plottaggio Risposta Ponte
10000.
Viadotto dx - Interior Girder 2 (Combo INVILUPPO fase III) Axial Force (P)
0
-10000.
Max Value = 4853,5982 Min Value = -9555,83
Posizione Puntatore Mouse
Distanza dal Punto di Partenza dell'Oggetto Ponte
148,4092
Quantità di Risposta Subito Prima la Posizione Corrente
Quantità di Risposta Subito Dopo la Posizione Corrente
Opzioni Snap
Snap a Punti di Risposta Computati
Fatto


Visualizza Risposta Oggetto Ponte
Selezione Oggetto Ponte
Viadotto dx
Tipo Modello Ponte
Area Object
Mostra Plottaggio Corrente in Forma Tabellare
Mostra Tab.
Esporta a Excell
Unità
KN, m, C
Seleziona Componente Visualizzata
Mostra Forze Per
Right Exterior Girder
Forza
Tensione
Verifica
Mostra Nervatura Selezionata
Axial Force (P)
Caso Carico/Combinazione Carico
Caso/Combinaz
INVILUPPO fase III
Opzioni Multivalore
Inviluppo Max/Min
Inviluppo Max
Inviluppo Min
Passo
Plottaggio Risposta Ponte
10000.
Viadotto dx - Right Exterior Girder (Combo INVILUPPO fase III) Axial Force (P)
0
-10000.
Max Value = 4852,6165 Min Value = -9297,82
Posizione Puntatore Mouse
Distanza dal Punto di Partenza dell'Oggetto Ponte
180,3445
Quantità di Risposta Subito Prima la Posizione Corrente
Quantità di Risposta Subito Dopo la Posizione Corrente
Opzioni Snap
Snap a Punti di Risposta Computati
Fatto



Si riportano di seguito l'output del programma di calcolo in termini di reazioni vincolari paralleli all'asse del viadotto, perpendicolari all'asse e in direzione verticale:

	FLONG FI+FII (kN)						FLONG FI+FIII (kN)					
	FASE I	FASE II		FI+FII	FI+FII		FASE I	FASE III		FI+FIII	FI+FIII	
		max	min	(max)	(min)			max	min	(max)	(min)	
pila 6	0	0	0	0	0	pila 6	0	0	0	0	0	pila 6
	0	319	-301	319	-300		0	284	-336	284	-336	
	0	349	-307	349	-307		0	323	-333	323	-333	
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	
pila 7	0	0	0	0	0	pila 7	0	0	0	0	0	pila 7
	0	750	-750	750	-750		0	750	-750	750	-750	
	0	627	-627	627	-627		0	627	-627	627	-627	
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	
pila 8	162	12352	-7429	12514	-7267	pila 8	162	12053	-7728	12215	-7566	pila 8
	186	10530	-5368	10715	-5183		186	10204	-5694	10389	-5509	
	206	10041	-4908	10247	-4702		206	9706	-5244	9912	-5038	
	231	10774	-5263	11005	-5032		231	10393	-5644	10624	-5414	
pila 9	-164	7476	-12462	7312	-12626	pila 9	-164	7840	-12098	7676	-12263	pila 9
	-185	5361	-10577	5176	-10762		-185	5705	-10233	5520	-10418	
	-207	4937	-10064	4730	-10271		-207	5265	-9736	5059	-9942	
	-228	5425	-10951	5197	-11179		-228	5741	-10635	5513	-10863	
pila 10	0	0	0	0	0	pila 10	0	0	0	0	0	pila 10
	0	484	-484	484	-484		0	484	-484	484	-484	
	0	460	-460	460	-460		0	460	-460	460	-460	
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	
pila 11	0	0	0	0	0	pila 11	0	0	0	0	0	pila 11
	0	362	-362	362	-362		0	362	-362	362	-362	
	0	406	-406	406	-406		0	406	-406	406	-406	
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	
pila 12	0	0	0	0	0	pila 12	0	0	0	0	0	pila 12
	0	401	-410	401	-410		0	401	-410	401	-410	
	0	374	-367	374	-367		0	374	-367	374	-367	
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	
pila 13	0	0	0	0	0	pila 13	0	0	0	0	0	pila 13
	0	97	-100	97	-100		0	97	-99	97	-99	
	0	106	-101	106	-101		0	106	-101	106	-101	
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	
			MAX	12514	-12626				MAX	12215	-12263	
			MAX 6&13	349	-307				MAX 6&13	323	-336	
			MAX da7a12	12514	-12626				MAX da7a12	12215	-12263	

	FTRASV FI+FII (kN)						FTRASV FI+FIII (kN)				
	FASE I	FASE II		FI+FII	FI+FII		FASE I	FASE III		FI+FIII	FI+FIII
		max	min	(max)	(min)			max	min	(max)	(min)
pila 6	0	0	0	0	0	pila 6	0	0	0	0	0
	2	532	-357	534	-356		2	193	-697	195	-695
	-1	671	-271	670	-272		-1	420	-522	419	-523
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0
pila 7	0	0	0	0	0	pila 7	0	0	0	0	0
	0	330	-1409	330	-1409		0	160	-1579	160	-1579
	0	590	-865	590	-865		0	426	-1029	426	-1029
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0
pila 8	0	2	-1	2	-1	pila 8	0	2	-1	2	-1
	0	-380	128	-380	127		0	-296	211	-297	211
	0	667	-284	668	-284		0	748	-203	748	-203
	0	2	-1	2	-1		0	2	-1	2	-1
pila 9	0	1	-2	1	-2	pila 9	0	1	-2	1	-2
	0	256	-645	256	-646		0	259	-643	259	-643
	0	-332	755	-332	755		0	-331	756	-331	756
	0	1	-2	1	-2		0	1	-2	1	-2
pila 10	0	0	0	0	0	pila 10	0	0	0	0	0
	0	359	-763	359	-763		0	360	-763	360	-763
	0	744	-324	744	-324		0	744	-324	745	-323
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0
pila 11	0	0	0	0	0	pila 11	0	0	0	0	0
	0	235	-604	235	-605		0	237	-603	236	-603
	0	704	-238	704	-238		0	702	-240	702	-240
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0
pila 12	0	0	0	0	0	pila 12	0	0	0	0	0
	0	251	-725	251	-725		0	242	-734	242	-734
	0	623	-269	623	-269		0	620	-272	620	-272
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0
pila 13	0	0	0	0	0	pila 13	0	0	0	0	0
	0	88	-158	88	-158		0	94	-152	94	-152
	0	200	-60	200	-60		0	198	-61	198	-62
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0
			MAX	744	-1409				MAX	748	-1579
			MAX 6&13	670	-356				MAX 6&13	419	-695
			MAX da7a12	744	-1409				MAX da7a12	748	-1579

	F3 = Fz, FI+FII (kN)						F3 = Fz, FI+FIII (kN)				
	FASE I	FASE II		FI+FII	FI+FII		FASE I	FASE III		FI+FIII	FI+FIII
		max	min	(max)	(min)			max	min	(max)	(min)
pila 6	1230	1586	-82	2816	1148	pila 6	1230	1903	235	3133	1464
	1228	1357	58	2584	1285		1228	1669	370	2897	1598
	1230	1281	173	2511	1403		1230	1684	576	2914	1806
	1052	690	76	1742	1128		1052	872	257	1923	1309
pila 7	2898	2751	687	5649	3584	pila 7	2898	2664	599	5562	3497
	2899	2531	433	5429	3332		2899	2338	241	5237	3139
	2912	2288	549	5200	3461		2912	2061	321	4972	3233
	2730	1816	638	4546	3369		2730	1579	401	4309	3132
pila 8	2483	2515	373	4998	2856	pila 8	2483	2531	389	5014	2872
	2464	2166	248	4630	2712		2464	2197	279	4661	2743
	2459	1957	363	4416	2822		2459	2006	413	4465	2872
	2260	1767	572	4027	2832		2260	1854	659	4114	2919
pila 9	2607	2639	-97	5246	2510	pila 9	2607	2663	-73	5270	2534
	2595	2324	-186	4919	2408		2595	2329	-182	4923	2413
	2595	2095	-35	4690	2560		2595	2099	-31	4694	2564
	2401	1769	70	4171	2472		2401	1795	96	4196	2498
pila 10	2622	2550	429	5172	3051	pila 10	2622	2539	419	5161	3041
	2609	2341	281	4950	2889		2609	2306	245	4914	2854
	2609	2112	431	4721	3040		2609	2075	395	4684	3004
	2415	1707	612	4122	3027		2415	1698	603	4113	3018
pila 11	2475	2418	320	4893	2795	pila 11	2475	2485	386	4960	2861
	2461	2020	232	4481	2693		2461	2071	283	4532	2744
	2460	1787	389	4247	2849		2460	1837	439	4296	2898
	2265	1617	576	3882	2841		2265	1683	642	3947	2906
pila 12	2723	2500	595	5223	3318	pila 12	2723	2365	460	5088	3183
	2927	2283	445	5211	3372		2927	2079	240	5006	3167
	2821	2011	573	4832	3395		2821	1812	375	4633	3196
	2839	1893	821	4733	3660		2839	1718	645	4558	3485
pila 13	1308	1577	22	2885	1330	pila 13	1308	1664	108	2972	1417
	1288	1352	32	2640	1321		1288	1534	215	2822	1503
	1288	1210	151	2497	1438		1288	1391	332	2679	1620
	1071	744	127	1815	1198		1071	832	215	1903	1286
			MAX	5649	3660				MAX	5562	3497
			MAX 6&13	2885	1438				MAX 6&13	3133	1806
			MAX da7a12	5649	3660				MAX da7a12	5562	3497

Lo schema reale differisce però dallo schema del modello. Nel modello, infatti, non è stata messa in conto la flessibilità delle pile in corrispondenza dei vincoli fissi (pila 8 e 9). Nell'ipotesi di flessibilità delle pile tale da permettere le varizioni termiche senza grandi sollecitazioni scambiati tra sovrastruttura e sottostruttura, si riportano di seguito

le reazioni vincolari (paralleli e perpendicolari all'asse del viadotto) effettivamente da considerare per le verifiche.

	FLONG FI+FII (kN)						FLONG FI+FIII (kN)					
	FASE I	FASE II		FI+FII	FI+FII		FASE I	FASE III		FI+FIII	FI+FIII	
		max	min	(max)	(min)			max	min	(max)	(min)	
pila 6	0	0		0	0	pila 6	0	0	0	0	0	pila 6
	0	319		319	0		0	284	-336	284	-336	
	0	332	-295	331	-296		0	306	-321	306	-322	
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	
pila 7	0	0	0	0	0	pila 7	0	0	0	0	0	pila 7
	0	311	-311	311	-311		0	311	-311	311	-311	
	0	309	-309	309	-309		0	309	-309	309	-309	
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	
pila 8	162	160	-200	322	-38	pila 8	162	130	-430	292	-268	pila 8
	186	186	-203	371	-17		186	153	-235	339	-50	
	206	138	-157	344	49		206	105	-190	310	16	
	231	109	-186	339	44		131	171	-224	301	-94	
pila 9	-164	406	-175	242	-339	pila 9	-64	443	-239	379	-303	pila 9
	-185	204	-193	19	-378		-85	238	-258	153	-343	
	-207	161	-140	-46	-347		-107	194	-207	87	-314	
	-228	199	-120	-29	-348		-128	231	-188	103	-317	
pila 10	0	0	0	0	0	pila 10	0	0	0	0	0	pila 10
	0	260	-260	260	-260		0	260	-260	260	-260	
	0	258	-258	258	-258		0	258	-258	258	-258	
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	
pila 11	0	0	0	0	0	pila 11	0	0	0	0	0	pila 11
	0	165	-165	165	-165		0	165	-165	165	-165	
	0	168	-168	168	-168		0	168	-168	168	-168	
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	
pila 12	0	0	0	0	0	pila 12	0	0	0	0	0	pila 12
	0	191	-191	191	-191		0	191	-191	191	-191	
	0	182	-184	182	-184		0	182	-184	182	-184	
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	
pila 13	0	0	0	0	0	pila 13	0	0	0	0	0	pila 13
	0	68	-67	68	-67		0	68	-67	68	-67	
	0	68	-67	68	-67		0	68	-67	68	-67	
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	
			MAX	371	-378				MAX	379	-343	
			MAX 6&13	331	-296				MAX 6&13	306	-336	
			MAX da7a12	371	-378				MAX da7a12	379	-343	

	FTRASV FI+FII (kN)						FTRASV FI+FIII (kN)					
	FASE I	FASE II		FI+FII	FI+FII		FASE I	FASE III		FI+FIII	FI+FIII	
		max	min	(max)	(min)			max	min	(max)	(min)	
pila 6	0	0		0	0	pila 6	0	0	0	0	0	pila 6
	2	332		334	2		2	193	-397	195	-395	
	-1	325	-275	324	-277		-1	374	-326	373	-328	
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	
pila 7	0	0	0	0	0	pila 7	0	0	0	0	0	pila 7
	0	307	-378	307	-377		0	136	-348	137	-348	
	0	271	-309	271	-309		0	107	-373	107	-373	
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	
pila 8	0	1	-1	1	-1	pila 8	0	1	-1	1	-1	pila 8
	0	232	-173	232	-173		0	316	-89	316	-89	
	0	156	-151	156	-151		0	237	-70	237	-70	
	0	1	0	1	0		0	0	0	1	0	
pila 9	0	1	-1	1	-1	pila 9	0	1	-1	1	-1	pila 9
	0	106	-48	106	-48		0	108	-46	108	-46	
	0	91	-120	91	-121		0	92	-120	92	-120	
	0	0	-1	0	-1		0	0	-1	0	-1	
pila 10	0	0	0	0	0	pila 10	0	0	0	0	0	pila 10
	0	326	-277	326	-277		0	327	-276	327	-276	
	0	297	-303	297	-302		0	298	-302	298	-302	
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	
pila 11	0	0	0	0	0	pila 11	0	0	0	0	0	pila 11
	0	215	-168	215	-168		0	217	-167	217	-167	
	0	193	-197	193	-197		0	191	-199	191	-199	
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	
pila 12	0	0	0	0	0	pila 12	0	0	0	0	0	pila 12
	0	224	-236	224	-235		0	215	-245	215	-244	
	0	185	-256	185	-255		0	182	-259	182	-259	
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	
pila 13	0	0	0	0	0	pila 13	0	0	0	0	0	pila 13
	0	99	-70	98	-70		0	104	-64	104	-64	
	0	97	-71	97	-71		0	96	-72	96	-72	
	0	0	0	0	0		0	0	0	0	0	
			MAX	334	-377				MAX	373	-395	
			MAX 6&13	334	-277				MAX 6&13	373	-395	
			MAX da7a12	326	-377				MAX da7a12	327	-373	

3.5.5 Verifica ipotesi di Courbon: traversi ∞ rigidi

L'ipotesi di Courbon, che prevede traversi infinitamente rigidi, fa sì di avere delle linee d'influenza (L.d.I) delle reazioni vincolari, lineari. Nel caso d'impalcato a 4 travi

si hanno i seguenti coefficienti di ripartizione, rispettivamente per la trave di estremità e per la trave centrale [12]:

IMPALCATO A QUATTRO TRAVI

carico unitario applicato in

trave	1	2	3	4
1	0,700	0,400	0,100	−0,200
2	0,400	0,300	0,200	0,100

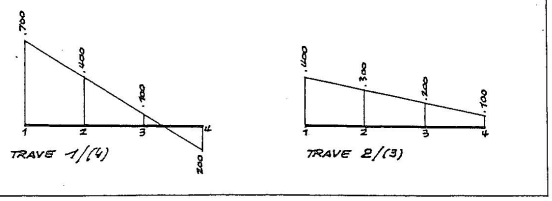


Figura 3-68: LdI per impalcato a 4 travi [12]

La verifica di tale ipotesi può avvenire tramite:

- il parametro adimensionale di Homberg [6]
- ricerca diretta della LdI nel modello creato in Sap2000 con successivo confronto con il modello teorico

Nel primo caso, se si considera un graticcio costituito da n travi ed un unico traverso e si supponga trascurabile la rigidezza torsionale delle travi (ipotesi questa sufficientemente verificata per tutti i ponti con nervature ad anima sottile, quali le travi in c.a.p. od in acciaio), si può isolare il traverso e trattarlo come trave continua su appoggi elastici (Figura 3-69).

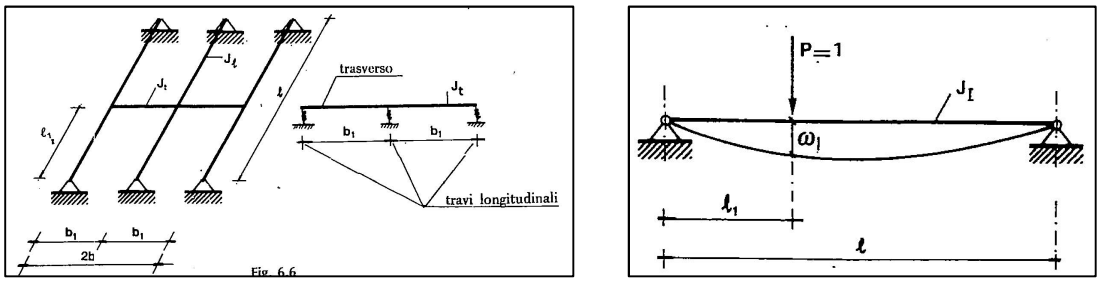


Figura 3-69: Schema piano alla Courbon e cedevolezza travi longitudinali

Questi ultimi rappresentano le travi longitudinali. La "cedevolezza *ω1*" di queste molle (abbassamento provocato da una forza unitaria) sarà del tipo

$$\omega 1 = C \cdot \frac{l^3}{E \cdot Jl}$$

essendo *C* = coefficiente minore di uno che dipende dalla posizione e numero dei traversi, dal tipo di vincolo delle travi longitudinali. Per travi principali semplicemente appoggiati e un traverso in mezzeria *C* = 1/48; per travi incastrate all'estremità e un traverso in mezzeria *C* = 1/192.

Il parametro adimensionale di Homberg è dato dal seguente rapporto

$$z = E \cdot Jt \cdot \frac{\omega 1}{\lambda^3}$$

che a sua volta, sostituendo *ω1*, diventa

$$z = C \cdot \frac{Jt}{Jl} \cdot \left(\frac{l}{\lambda}\right)^3$$

con

Jt = momento d'inerzia traversi

Jl = momento d'inerzia travi longitudinali

l = luce campata

λ = interasse travi longitudinali (= *b1*)

man mano che *z* aumenta, la deformata del sistema muta secondo l'ordine riportato nella figura seguente e già con *z* = 25 il comportamento è pressoché identico a quello per *z* = ∞ (figura 3-70).

La formula vista sopra mostra chiaramente come per avvicinarsi all'ipotesi di traverso ∞ rigido, cioè *z* = ∞, sia più importante il rapporto *l/λ*, che compare al cubo, che l'effettiva rigidezza flessionale del traverso, cioè il rapporto *Jt/Jl*.

Nel caso in esame, viene ricavato *Jt_minimo* dalla formula sopra indicata con *z* = 25 (tabella 3-1). Il traverso adottato si avvicina a tale *Jt_min.*

CALCOLO MOMENTO INERZIA MINIMO					
DATI INPUT	parametro homberg min		zmin =	25	
	luce campata		l =	41	m
	interasse travi		λ =	3,25	m
	momento inerzia travi long		Jlid =	0,0858	m^4

	C		Jtmin
sempl. appoggiata	1/48	0,020833	0,051282
doppio incastro	1/92	0,01087	0,098291
trave continua	(1/48+1/192)/2	0,013021	0,082052

Tabella 3-1: Jt-min per traversi

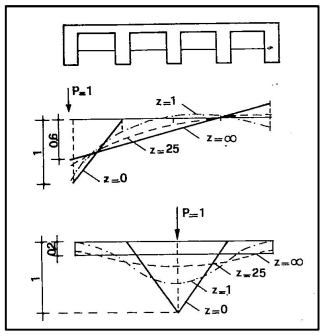


Figura 3-70: Influenza del parametro di Homberg

Nel secondo caso si determina manualmente la LdI del carico incassato dalla trave di riferimento. Per fare ciò, presa una campata di riferimento (quella di mezzeria del viadotto) e inserito un carico unitario in corrispondenza dei nodi travi/traverso di mezzeria, quindi su diverse posizioni trasversali, si leggono quelle che sono le reazioni, ovvero i coefficienti, sui vincoli della trave presa come riferimento. A questo punto, tali coefficienti si riportano su un diagramma in modo tale da poter confrontare con il modello teorico (Figura 3-71).

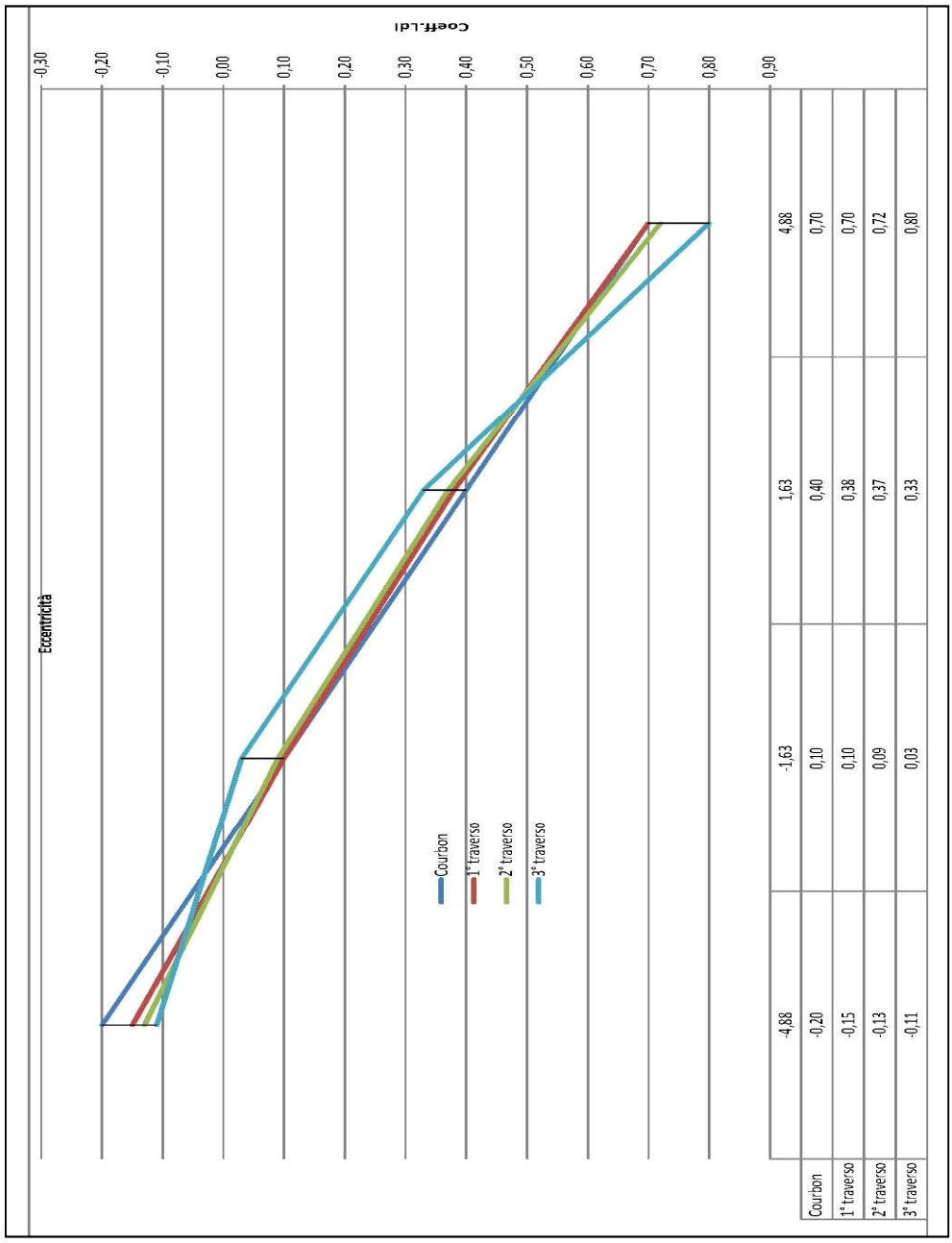


Figura 3-71: Coefficienti di ripartizione trasversale del modello

Nel diagramma viene indicando con

- 1° traverso = il traverso definitivo inserito nel modello e con le caratteristiche geometriche già descritte in precendenza
- 2° traverso = un traverso con caratteristiche geometriche identiche al primo ma differente nell'altezza (h = 0,74 m tale da permettere la soluzione con casseri mobili per il getto della soletta). In un primo momento è stata valutata anche la possibilità di un getto continuo per la soletta mediante casseri mobili. Questa soluzione ha il grande vantaggio di produrre nella soletta una deformata cilindrica per i carichi permanenti, pertanto non produce momenti negativi in prossimità dei traversi e quindi problemi di fessurazione.
- 3° traverso = un esempio di traverso estremamente flessibile

Come si può notare la curva del 1° traverso è lineare e si avvicina molto alla teorica di Courbon, pertanto si può affermare che nel caso studio il modello presenta traversi ∞ rigidi.

3.6 Verifiche della sovrastruttura

3.6.1 Verifiche impalcato: effetti locali

La soletta è realizzata da predalles e da getto aggiuntivo di completamento; gli effetti prodotti dal solo peso proprio del getto in calcestruzzo armato determinano sollecitazioni agenti sulle sole predalles, mentre i rimanenti carichi permanenti ed accidentali determinano sollecitazioni agenti sull'intera sezione.
Nei successi paragrafi si descrivono le verifiche di sicurezza dell'intera sezione trasversale di larghezza complessiva 13.20 m ove si riscontrano le condizioni più severe per l'elemento strutturale in oggetto.
La scelta delle predalles, effettuata tramite i cataloghi dei produttori in base alla portata dichiarata, è ricaduta sulla seguente tipologia (figura 3-72) con moduli in commercio da 120/240/250 di larghezza e fino a 13,50 di lunghezza, con le seguenti caratteristiche:

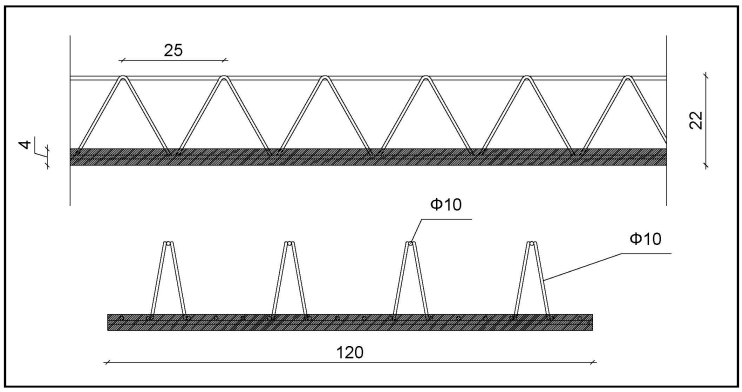


Figura 3-72: Particolare predalles autoportanti

Per quanto riguarda il modello di calcolo, i carichi usati e la loro applicazione si rimanda al relativo capitolo: “modellazione ed analisi”.

3.6.1.1 Verifiche SLU di resistenza, SLE tensionali e di fessurazione nelle zone lontano dai giunti: zona 2

Si riportano di seguito le verifiche allo Stato Limite Ultimo e agli Stati Limite di Esercizio tensionale e di fessurazione delle sezioni principali della soletta, eseguite con riferimento alle massime sollecitazioni calcolate per le diverse combinazioni di carico.

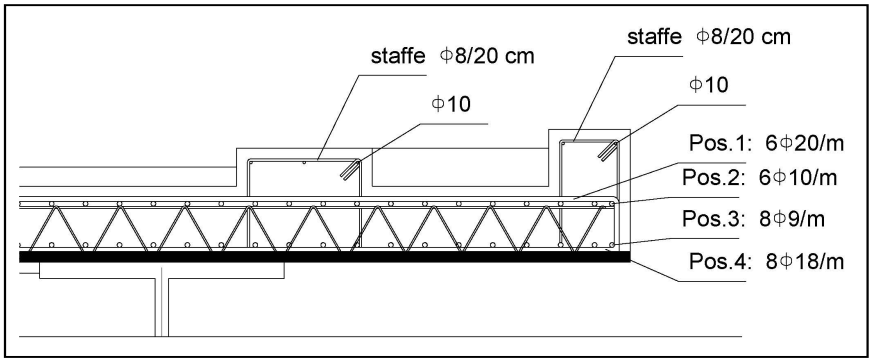


Figura 3-73: Armatura in zona 2, lontano dalle estremità

3.6.1.1.1 Direzione trasversale ($M>0$, $M<0$ e T)

Ai fini delle verifiche allo stato limite ultimo si assume una sezione resistente di altezza 28 cm e si dispongono superiormente barre 6fi20/m ed inferiormente barre 8fi18/m. L’armatura resistente a taglio è costituita dai diagonali dei tralicci presenti. Considerando un interasse tra i tralicci pari a 30 cm, si hanno 6 diagonali nella sezione di verifica di 1 m, aventi un’inclinazione di 60° rispetto all’orizzontale, un diametro della barra fi=10 mm, una distanza utile d=22 cm, un interasse dei diagonali di 25 cm.

Le verifiche vengono eseguite nelle sezioni più sollecitate mentre nelle altre sezioni essa è superflua avendo utilizzato le stesse armature. Come si può notare dai grafici avremo:

$MEd,+$ = 71,15 kNm	contro	$MRd,+$ = 162 kNm
$MEd,-$ = -136,55 kNm	contro	$MRd,-$ = -151 kNm
VEd = 185 kN	contro	VRd = 233 kN

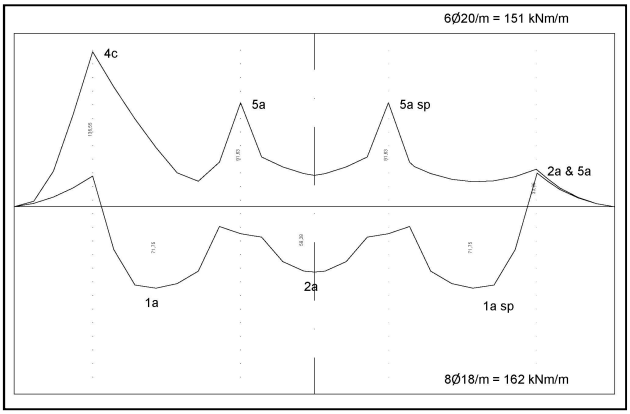


Figura 3-74: Diagramma del momento flettente zona 2

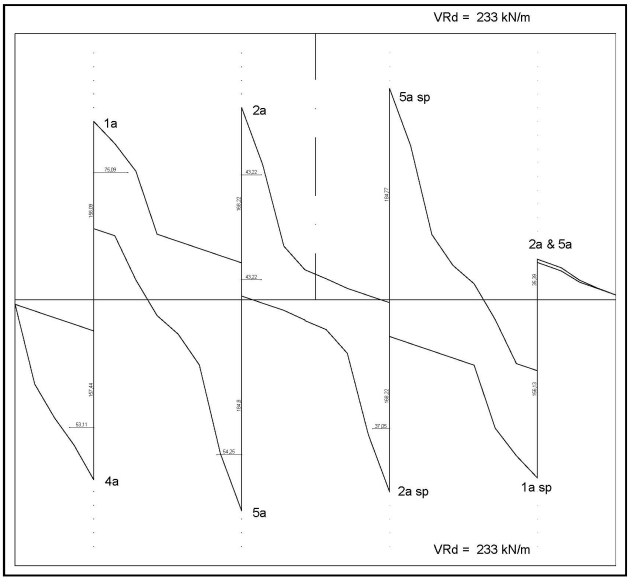


Figura 3-75: Diagramma del taglio zona 2

Ai fini delle verifiche allo stato limite d'esercizio tensionale, valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle

armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.:

- Sezione max momento negativo (6φ20):

  comb. caratteristica (rara) $\sigma c \leq 0{,}6 * fck$

  $\sigma s \leq 0{,}8 * fyk$

  comb. quasi permanente $\sigma c \leq 0{,}45 * fck$

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	MEd	101,1	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	280	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	230	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	1885	[mm2]
Area dell'armatura compressa	A's	2036	[mm2]
Posizione dell'asse neutro	x	80,90	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	8,34E+08	[mm4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	σχ,χαρατ.	16,8	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σσ	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	**σχ**	**9,81**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	**σσ**	**271,16**	**[MPa]**

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	MEd	23,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	280	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	230	[-]
Area dell'armatura tesa	As	1885	[mm2]
Area dell'armatura compressa	A's	2036	[mm2]
Posizione dell'asse neutro	x	80,90	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	8,34E+08	[mm4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	σχ,θ.π	12,6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σσ	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	**σχ**	**2,23**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	**σσ**	**61,66**	**[MPa]**

- Sezione max momento positivo (8φ18)

  comb. caratteristica (rara) $\sigma c \leq 0{,}6 * fck$

  $\sigma s \leq 0{,}8 * fyk$

  comb. quasi permanente $\sigma c \leq 0{,}45 * fck$

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	MEd	53,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	280	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	230	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	2036	[mm2]
Area dell'armatura compressa	A's	1885	[mm2]
Posizione dell'asse neutro	x	83,78	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	8,81E+08	[mm4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	σχ,χαρατ.	16,8	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σσ	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	**σχ**	**5,04**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	**σσ**	**131,92**	**[MPa]**

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	MEd	7,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	280	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	230	[-]
Area dell'armatura tesa	As	2036	[mm2]
Area dell'armatura compressa	A's	1885	[mm2]
Posizione dell'asse neutro	x	83,78	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	8,81E+08	[mm4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	σχ,θ.π.	12,6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σσ	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	**σχ**	**0,67**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	**σσ**	**17,42**	**[MPa]**

Ai fini delle verifiche allo stato limite d'esercizio di fessurazione, come prescrive la norma al punto 4.1.2.2.4 e al punto della circolare C4.1.2.2.4.6, il valore di calcolo di apertura delle fessure ($wd = \varepsilon sm^{*}\Delta smax$) non deve superare i valori nominali $w1$ = 0,2 mm, $w2$ = 0,3 mm, $w3$ = 0,4 mm secondo quanto riportato nella Tab 4.1.IV:

Tabella 4.1.IV – *Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione*

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

In relazione alle condizioni ambientali ed ai requisiti di durabilità caratteristici dell'opera (cond. aggressive, C.E. XF2, arm. poco sensibili), per le combinazioni di carico Frequente e Quasi Permanente l'apertura teorica delle fessure non deve risultare rispettivamente superiore a $w2$ = 0.30 mm e a $w1$ = 0.20 mm.

Nel nostro caso, risulta:

- Sezione max momento negativo (6φ20):

  comb. frequente $wd \leq w2$

  comb. quasi permanente $wd \leq w1$

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	280	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	230	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	1885	[mm2]
Area dell'armatura compressa	A's	2036	[mm2]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	150	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	srif.max	250	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	**MEd,freq.**	**81**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	80,90	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σσ	217,16	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	fct,eff	2,8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	kt	0,4	[-]
Altezza efficace	hc,eff	66,36732	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	Ac,eff	66367,32	[mm2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρπ,εφφ	0,02840	[-]
Rapporto tra Es/Ecm	αε	6,50	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	εσμ – εχμ	0,000814	[-]
		0,000814	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φεθ	20,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k2	0,5	[-]
	k3	3,4	[-]
	k4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	sr,max	255,71	[mm]
		255,71	[mm]
Ampiezza delle fessure	**wk**	**0,2082**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	**wmax**	**0,3**	**[mm]**

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	**MEd,q.p.**	**23**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	80,90	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σσ	61,66	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	fct,eff	2,8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	kt	0,4	[-]
Altezza efficace	hc,eff	66,36732	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	Ac,eff	66367,32	[mm2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρπ,εφφ	0,02840	[-]
Rapporto tra Es/Ecm	αε	6,50	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	εσμ – εχμ	0,000074	[-]
		0,000176	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φεθ	20,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k2	0,5	[-]
	k3	3,4	[-]
	k4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	sr,max	255,71	[mm]
		255,71	[mm]
Ampiezza delle fessure	**wk**	**0,0451**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	**wmax**	**0,2**	**[mm]**

- Sezione max momento positivo (8φ18)

  comb. frequente $wd \leq w2$

  comb. quasi permanente $wd \leq w1$

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	280	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	230	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	2036	[mm2]
Area dell'armatura compressa	A's	1885	[mm2]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	125	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	srif.max	245	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	**MEd,freq.**	**40**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	83,78	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σσ	99,56	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	fct,eff	2,8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	kt	0,4	[-]
Altezza efficace	hc,eff	65,40582	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	Ac,eff	65405,82	[mm2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρπ,εφφ	0,03112	[-]
Rapporto tra Es/Ecm	αε	6,50	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	εσμ – εχμ	0,000271	[-]
		0,000284	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φεθ	18,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k2	0,5	[-]
	k3	3,4	[-]
	k4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	sr,max	234,31	[mm]
		234,31	[mm]
Ampiezza delle fessure	**wk**	**0,0667**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	**wmax**	**0,3**	**[mm]**

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	**MEd,q.p.**	**7**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	83,78	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σσ	17,42	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	fct,eff	2,8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	kt	0,4	[-]
Altezza efficace	hc,eff	65,40581543	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	Ac,eff	65405,81543	[mm2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρπ,εφφ	0,03112	[-]
Rapporto tra Es/Ecm	αε	6,50	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	εσμ – εχμ	-0,000121	[-]
		0,000050	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φεθ	18,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k2	0,5	[-]
	k3	3,4	[-]
	k4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	sr,max	234,31	[mm]
		234,31	[mm]
Ampiezza delle fessure	**wk**	**0,0117**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	**wmax**	**0,2**	**[mm]**

3.6.1.1.2 Direzione longitudinale (*M<0 e M>0*)

Longitudinalmente, con il modello adottato, non si ha la possibilità di valutare i momenti lungo *y*, per cui è buona norma considerare momenti longitudinali pari ad almeno il 25% di quelli massimi calcolati lungo *x*. Pertanto avremo le seguenti armature:

superiormente 6fi10/m per un momento *my_sup* = 25% mx = 34,25 kNm/m

inferiormente 8fi9/m per un momento *my_inf* = 25% mx = 18 kNm/m

Da osservare che nelle zone in corrispondenza delle pile, vista la presenza del forte momento negativo dovuto agli effetti globali sull'impalcato e la presenza di una soletta completamente in trazione, l'armatura longitudinale appena determinata, potrà essere eventualmente incrementata. Per l'entità di tale incremento si rimanda al successivo paragrafo: verifiche degli effetti globali.

3.6.1.2 Verifiche SLU di resistenza, SLE tensionali e di fessurazione nelle zone vicino ai giunti: zona 1

Si riportano di seguito le verifiche allo Stato Limite Ultimo e agli Stati Limite di Esercizio tensionale e di fessurazione delle sezioni principali della soletta, eseguite con riferimento alle massime sollecitazioni calcolate per le diverse combinazioni di carico.

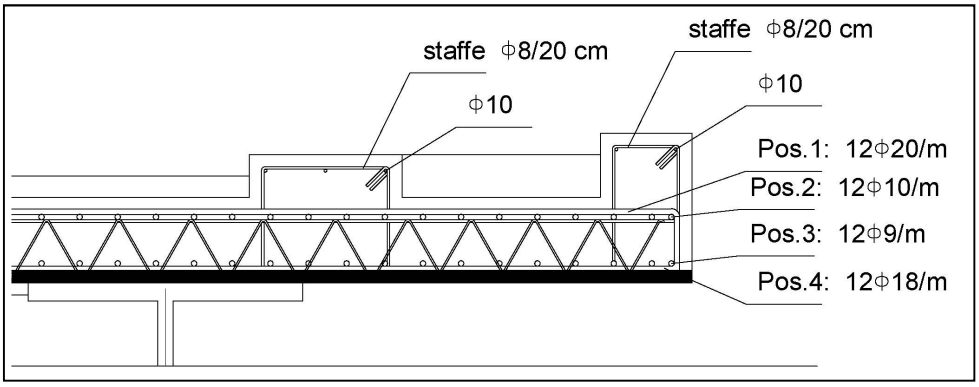


Figura 3-76: Armatura in zona 1, alle estremità

3.6.1.2.1 Direzione trasversale (*M>0, M<0 e T*)

Ai fini delle verifiche allo stato limite ultimo si assume una sezione resistente di altezza 28 cm e si dispongono superiormente barre 12fi20/m ed inferiormente barre

12fi18/m. L'armatura resistente a taglio è costituita dai diagonali dei tralicci presenti. Considerando un interasse tra i tralicci pari a 30 cm, si hanno 6 diagonali nella sezione di verifica di 1 m, aventi un'inclinazione di 60° rispetto all'orizzontale, un diametro della barra φ=10 mm, una distanza utile d=22 cm, un interasse dei diagonali di 25 cm.

Le verifiche vengono eseguite nelle sezioni più sollecitate mentre nelle altre sezioni essa è superflua avendo utilizzato le stesse armature. Come si può notare dai grafici avremo:

$MEd,+$ = 137 kNm	contro	$MRd,+$ = 235 kNm
$MEd,-$ = -260 kNm	contro	$MRd,-$ = -285 kNm
VEd = 333 kN	contro	VRd = 389 kN

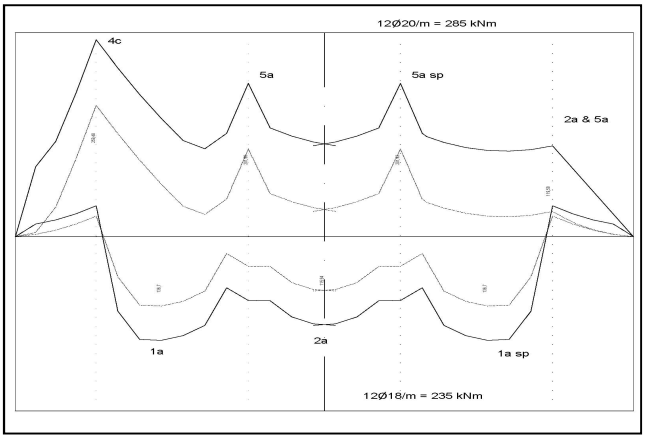


Figura 3-77: Diagramma del momento flettente zona 1

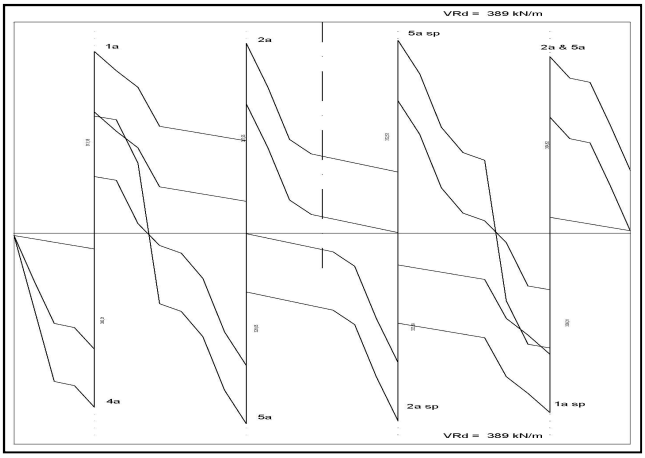


Figura 3-78. Diagramma del taglio zona1

Ai fini delle verifiche allo stato limite d'esercizio tensionale, valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati:

- Sezione max momento negativo (12φ20):

  comb. caratteristica (rara) $\sigma c \leq 0{,}6 * fck$

  $\sigma s \leq 0{,}8 * fyk$

  comb. quasi permanente $\sigma c \leq 0{,}45 * fck$

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	MEd	129,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	280	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	230	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	3770	[mm2]
Area dell'armatura compressa	A's	3054	[mm2]
Posizione dell'asse neutro	x	100,30	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1,4E+09	[mm4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	σχ,χαραττ.	16,8	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σσ	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	**σχ**	**9,22**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	**σσ**	**178,81**	**[MPa]**

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	MEd	23,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	280	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	230	[-]
Area dell'armatura tesa	As	3770	[mm2]
Area dell'armatura compressa	A's	3054	[mm2]
Posizione dell'asse neutro	x	100,30	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1,4E+09	[mm4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	σχ,θ.π.	12,6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σσ	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	**σχ**	**1,64**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	**σσ**	**31,88**	**[MPa]**

- Sezione max momento positivo (12φ18)

  comb. caratteristica (rara) $\sigma c \leq 0{,}6 * fck$

  $\sigma s \leq 0{,}8 * fyk$

  comb. quasi permanente $\sigma c \leq 0{,}45 * fck$

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	MEd	78,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	280	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	230	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	3054	[mm2]
Area dell'armatura compressa	A's	3770	[mm2]
Posizione dell'asse neutro	x	90,52	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1,23E+09	[mm4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	σχ,χαρατ.	16,8	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σσ	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	**σχ**	**5,73**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	**σσ**	**132,55**	**[MPa]**

DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI A SLS			
Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	MEd	7,0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	n	15,0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	j	280	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[-]
Copriferro	d'	50	[-]
Altezza utile della sezione	d'	230	[-]
Area dell'armatura tesa	As	3054	[mm2]
Area dell'armatura compressa	A's	3770	[mm2]
Posizione dell'asse neutro	x	90,52	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1,23E+09	[mm4]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	σχ,θ.π.	12,6	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σσ	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	**σχ**	**0,51**	**[MPa]**
Tensione nell'armatura tesa	**σσ**	**11,90**	**[MPa]**

Ai fini delle verifiche allo stato limite d'esercizio di fessurazione, come prescrive la norma al punto 4.1.2.2.4 e al punto della circolare C4.1.2.2.4.6, il valore di calcolo di apertura delle fessure ($wd = \varepsilon sm^{*}\Delta smax$) non deve superare i valori nominali $w1$ = 0,2 mm, $w2$ = 0,3 mm, $w3$ = 0,4 mm secondo quando riportato nella Tab 4.1.IV:

Tabella 4.1.IV – *Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione*

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

In relazione alle condizioni ambientali ed ai requisiti di durabilità caratteristici dell'opera (cond. aggressive, C.E. XF2, arm. poco sensibili), per le combinazioni di carico Frequente e Quasi Permanente l'apertura teorica delle fessure non deve risultare rispettivamente superiore a $w2$ = 0.30 mm e a $w1$ = 0.20 mm.

Nel nostro caso, risulta:

- Sezione max momento negativo (12φ20):

  comb. frequente $wd \leq w2$

  comb. quasi permanente $wd \leq w1$

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	280	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	230	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	3770	[mm2]
Area dell'armatura compressa	A's	3054	[mm2]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	8	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	srif.max	250	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	**MEd,freq.**	**102**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	100,30	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σσ	141,39	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	fct,eff	2,8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	kt	0,4	[-]
Altezza efficace	hc,eff	59,89942	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	Ac,eff	59899,42	[mm2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρπ,εφφ	0,06294	[-]
Rapporto tra Es/Ecm	αε	6,50	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	εσμ – εχμ	0,000555	[-]
		0,000555	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φεθ	20,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k2	0,5	[-]
	k3	3,4	[-]
	k4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	sr,max	190,02	[mm]
		190,02	[mm]
Ampiezza delle fessure	**wk**	**0,1055**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	**wmax**	**0,3**	**[mm]**

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	**MEd,q.p.**	**23**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	100,30	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σσ	31,88	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	fct,eff	2,8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	kt	0,4	[-]
Altezza efficace	hc,eff	59,89942	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	Ac,eff	59899,42	[mm2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρπ,εφφ	0,06294	[-]
Rapporto tra Es/Ecm	αε	6,50	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	εσμ – εχμ	0,000034	[-]
		0,000091	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φεθ	20,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k2	0,5	[-]
	k3	3,4	[-]
	k4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	sr,max	190,02	[mm]
		190,02	[mm]
Ampiezza delle fessure	**wk**	**0,0173**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	**wmax**	**0,2**	**[mm]**

- Sezione max momento positivo (12φ18)

  comb. frequente $wd \leq w2$

  comb. quasi permanente $wd \leq w1$

Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	280	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000	[mm]
Copriferro	d'	50	[mm]
Altezza utile della sezione	d	230	[mm]
Area dell'armatura tesa	As	3054	[mm2]
Area dell'armatura compressa	A's	3770	[mm2]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	40	[mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	8	[mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	srif.max	245	[mm]

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Frequente			
Momento sollecitante per la combinazione Frequente	**MEd,freq.**	**59**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	90,52	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σσ	100,26	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	fct,eff	2,8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	kt	0,4	[-]
Altezza efficace	hc,eff	63,15911	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	Ac,eff	63159,11	[mm2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρπ,εφφ	0,04835	[-]
Rapporto tra Es/Ecm	αε	6,50	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	εσμ – εχμ	0,000334	[-]
		0,000334	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φεθ	18,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k2	0,5	[-]
	k3	3,4	[-]
	k4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	sr,max	199,29	[mm]
		199,29	[mm]
Ampiezza delle fessure	**wk**	**0,0666**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	**wmax**	**0,3**	**[mm]**

Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	**MEd,q.p.**	**7**	**[kNm]**
Durata del carico		lunga	[-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	90,52	[mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σσ	11,90	[MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	fct,eff	2,8	[MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	kt	0,4	[-]
Altezza efficace	hc,eff	63,15911193	[mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	Ac,eff	63159,11193	[mm2]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρπ,εφφ	0,04835	[-]
Rapporto tra Es/Ecm	αε	6,50	[-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	εσμ – εχμ	-0,000087	[-]
		0,000034	[-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φεθ	18,00	[mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k1	0,8	[-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k2	0,5	[-]
	k3	3,4	[-]
	k4	0,425	[-]
Distanza massima tra le fessure	sr,max	199,29	[mm]
		199,29	[mm]
Ampiezza delle fessure	**wk**	**0,0068**	**[mm]**
Ampiezza massima delle fessure	**wmax**	**0,2**	**[mm]**

3.6.1.2.2 Direzione longitudinale (*M<0 e M>0*)

Longitudinalmente, con il modello adottato, non si ha la possibilità di valutare i momenti lungo *y*, per cui è buona norma considerare momenti longitudinali pari ad almeno il 25% di quelli massimi calcolati lungo *x*. Pertanto avremo le seguenti armature

superiormente 12fi10/m per un momeneto *my_sup* = 25% mx = 65 kNm/m

inferiormente 19fi9/m per un momento *my_inf* = 25% mx = 34,25 kNm/m

3.6.1.3 Copriferro, interferro e lunghezza di ancoraggio

La normativa nazionale prescrive [C4.1.6.1.3 - cNTC] [4.1.6.1.3 - NTC]:

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Gli elementi strutturali devono essere verificati allo stato limite di fessurazione secondo il § 4.1.2.2.4.

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature (ved. c4.1.6.1.3)

Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.

Il copriferro e l'interferro delle armature devono essere dimensionati anche con riferimento al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.

Per quanto riguarda il copriferro, in base alle classi di esposizione definite per la struttura in esame e la tabella 4.1.III delle NTC, le condizioni ambientali vengono definite come "*aggressive*".

Tabella 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella C4.1.IV *Copriferri minimi in mm*

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Pertanto avendo un cls C28/35 dalla tabella c4.1.IV:

Per travi, pil., el. monodim. copriferro tab	35	mm
tolleranza di posa =	10	mm
Costruz tipo 3 con vita nominale Vn ≥ 100 anni (+10 mm)	10	mm
Per cls con classe di resistenza minori di Cmin (+5 mm)		mm
Elementi sottoposti a controllo di qualità (verif copriferro) (-5mm)		
c_min =	**55**	**mm**

Il valore nominale del copriferro dovrà essere indicato nei disegni esecutivi.

L'interferro tra le barre deve permettere:

- l'aderenza fra ciascuna barra e il calcestruzzo
- la possibilità di realizzare agevolmente il getto del calcestruzzo e l'uso di eventuali vibratori ad ago.

L'EC prevede che la distanza minima fra due barre deve essere non minore del maggiore delle tre quantità [13] [14]:

- Φ diametro max delle barre
- $dg+5$ con dg diametro massimo degli aggregati presenti nel calcestruzzo, nel nostro caso pari a 25 mm
- 20 mm

Nel nostro caso l'interferro sarà

$$i\_minimo = max(\Phi, dg+5, 20)$$

Φ [mm]	Φ [cm]	dg+5 [cm]	2 [cm]
9	0,9	3	2
10	1	3	2
18	1,8	3	2
20	2	3	2

i_min [mm]
30
30
30
30

Nelle zona più critiche, quelle di estremità, dovendo disporre 12 ferri/m avremo un interferro di 8 cm.

Per quanto riguarda l'ancoraggio delle barre e loro giunzioni la norma prevede al punto 4.1.6.1.4 – NTC:

Le armature longitudinali devono essere interrotte ovvero sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o di minore sollecitazione.

La continuità fra le barre può effettuarsi mediante:

- *Sovrapposizione*
- *Saldature*
- *Giunzioni meccaniche per barre di armatura*

Per quanto riguarda la "sovrapposizione", essa deve essere calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere non minore di 20 volte il diametro della barra. La distanza mutua (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro;

Inoltre al punto 4.1.2.1.8 – NTC
"L'ancoraggio delle barre, sia tese che compresse, deve essere oggetto di specifica verifica.

La verifica di ancoraggio deve tenere conto, qualora necessario, dell'effetto d'insieme delle barre e della presenza di eventuali armature trasversali e di confinamento.

L'ancoraggio delle barre può essere utilmente migliorato mediante uncini terminali. Se presenti, gli uncini dovranno avere raggio interno adeguato, tale da evitare danni all'armatura e, ai fini dell'aderenza, essi possono essere computati nella effettiva misura del loro sviluppo in asse alla barra. In assenza degli uncini la lunghezza di

ancoraggio deve essere in ogni caso non minore di 20 diametri, con un minimo di 150 mm."

Pertanto si ha:

$$la \geq 20*\Phi bl$$

$$la \geq 15\ cm$$

$$la \geq fyd*\Phi/(4*fbd)$$

Φ [mm]	20*Φ [cm]	fyd*Φ/(4*fbd) [cm]	15 [cm]
9	18	29,64	15
10	20	32,94	15
18	36	59,29	15
20	40	65,88	15

l_anc_min [cm]
30
33
59
66

Inoltre la distanza mutua (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro:

Φ [mm]	4*Φ [cm]
9	3,6
10	4
18	7,2
20	8

3.6.2 Verifiche impalcato: effetti globali

3.6.2.1 Verifiche SLU di resistenza, SLE tensionali e di fessurazione longitudinalmente

Ai fini delle verifiche allo stato limite ultimo di resistenza, le stesse sono state condotte in conformità al metodo semiprobabilistico agli stati limite, in cui la resistenza di calcolo da considerare dipende dalla classificazione delle sezioni. In particolare nel caso in cui si abbiano elementi con sezioni di classe 3, si deve fare riferimento alle caratteristiche geometriche "effettive" della sezione. Con queste considerazioni, le verifiche possono essere effettuate solo in campo elastico e si ritengono soddisfatte qualora le tensioni e le sollecitazioni presenti risultino inferiori a quelle resistenti. La classificazione della sezione mista acciaio-calcestruzzo, è eseguita secondo le indicazioni previste per le sezioni di acciaio, così come indicato nel § 4.3.2.1 delle NTC.

In fase di verifica, la determinazione delle sezioni resistenti è effettuata considerando l'effettiva larghezza collaborante di soletta (punto 4.3.2.3 della NTC2008) e le armature longitudinali in essa contenuta.

Mentre la larghezza collaborante è pari a 3,25 m, l'armatura longitudinale corrente nella soletta è costituita da barre 6 ϕ10/m (ϕ10/16 cm) al lembo superiore e da barre 8 ϕ9/m (ϕ9/12,5 cm) al lembo inferiore.

Nei paragrafi successivi è stata adottata la seguente convenzione sui segni delle sollecitazioni e delle tensioni:

N>0 sforzo normale di trazione;

M>0 momento flettente che tende le fibre inferiori;

σ>0 tensioni normali di trazione.

Il viadotto ha lunghezza di 287 m, una larghezza totale di 26,60 m per i due impalcati, mentre 13,20 m per un solo impalcato. Ogni impalcato viene suddiviso in conci longitudinalmente di lunghezza massima 15.00 m e trasversalemente di lunghezza massima 1.65 m (ved. tavola 3 stato intermedio), quindi assemblate in opera mediante saldature a completa penetrazione di I classe. Longitudinalmente ogni concio presenta una lunghezza differente in funzione della posizione sull'impalcato, quindi in base alle caratteristiche di sollecitazione e alla posizione degli appoggi.

Per determinare le dimensioni dei conci, sia longitudinali che trasversali, si è tenuto conto dei limiti trasportabili previsti su strada per "*autotreni a bilico*" escludendo il trasporto eccezionale (che arriva fino a 30 m di lunghezza):

altezza h = 2200 mm

larghezza b = 2500 mm

lunghezza l = 15300 mm

peso *max* P = 270kN

Come prescrive la norma (NTC08 – punto 4.2.8.2.1): i collegamenti testa a testa, a T e a croce a piena penetrazione sono generalmente realizzati con materiali d'apporto aventi resistenza uguale o maggiore a quella degli elementi collegati. Pertanto la resistenza di calcolo dei collegamenti a piena penetrazione si assume eguale alla resistenza di progetto del più debole tra gli elementi connessi. Una saldatura a piena

penetrazione è caratterizzata dalla piena fusione del metallo di base attraverso tutto lo spessore dell'elemento da unire con il materiale di apporto.

Considerando che in tutta la travata sono presenti due sole sezioni tipo (una in corrispondenza dei momenti negativi ed una in corrispondenza dei momenti positivi), considerando che nei giunti la resistenza di progetto della saldatura è pari a quella dell'elemento più debole e quindi della trave più debole, le verifiche di resistenza sono state effettuate applicando, cautelativamente, a queste due sezioni le massime sollecitazioni fornite dall'analisi, anche se queste non risultano applicate contemporaneamente nella stessa sezione. Inoltre è stata verificata la sezione in corrispondenza del giunto che collega le due diverse sezioni tipo, ovvero alla progressiva dell'appoggio ±12,3 m.

La verifica delle sezioni è stata effettuata calcolando la tensione ideale nel:

a) lembo superiore della soletta in calcestruzzo
b) armatura long. superiore
c) armatura long. inferiore
d) lembo superiore della piattabanda superiore
e) lembo inferiore della piattabanda superiore
f) baricentro della sezione composta
g) lembo superiore della piattabanda inferiore
h) lembo inferiore della piattabanda inferiore

Si riportano le caratteristiche geometriche e inerziali:

Sez	Piattabanda superiore	Anima	Piattabanda inferiore
trave appoggio	900x60	1430x50	1000x60
trave mezzeria	400x25	1485x20	700x40
traverso	700x40	1260x25	700x40

Sez	n	Area sez. id	Area anima	yn=yg	Jid_x	W_s	W_i	Wani_s	Wani_i
		mm^2	mm^2	cm	cm^4	cm^3	cm^3	cm^3	cm^3
trave	∞	1855	71500	80	7.538.353	-94229	100511	-101870	109251
appoggio	6	3372		107,1	7.699.061	-97333	101437	-105322	110144
ht=155,hc	18	3372		107,1	7.699.061	-97333	101437	-105322	110144
trave	∞	677	29700	97,1	2.462.881	-25364	42537	-26035	45694
mezzeria	6	2194		48	8.371.447	-418572	62011	-478368	63181
ht=155,hc	18	1183		76,7	6.150.197	-126287	57857	-133121	60119

Sez	n	Wcls_s	Wcls_i	Was_s	Was_i	W_relativ_barFl
		cm^3	cm^3	cm^3	cm^3	cm^3
trave	∞	/	/	/	/	∞
appoggio	6	-71887	-97333	-74676	-92648	8554512
ht=155,hc	18	-71887	-97333	-74676	-92648	8554512
trave	∞	/	/	/	/	∞
mezzeria	6	-174405	-418572	-190260	-348810	108579
ht=155,hc	18	-80185	-126287	-84597	-116702	127070

dove:

n = coeff. di equivalenza
yg = yn = distanza asse neutro da filo sup.
Jid_x = momento d'inerzia ideale rispetto a x
W_s,i = modulo elastico sup(inf) trave acc
Wani_s,i = modulo elastico sup(inf) anima trave acc
Wcls_s,i = modulo elastico sup(inf) soletta cls
Was_s,i = modulo elastico sup(inf) armatura soletta
(bmax*G)/kt = modulo id resistenza torsionale

Si riportano le sollecitazioni di riferimento e le verifiche di resistenza:

Sez	n	Mf	T	Mt	N solo tra 8 e 9	
		kNm	kN	kNm	kN	
trave appoggio	∞	-6950	1210	/	56	-276
	6	-16850	1820	505	5450	-11295
	18	-17220	1780	540	5750	-11000
trave mezzeria	∞	4600	600	/	56	-276
	6	9880	1400	505	5450	-11295
	18	8140	1550	540	5750	-11000
giunto app/mez	∞	-1450	600	/	56	-276
	6	-7000	1400	/	5450	-11295
	18	-7200	1550	/	5750	-11000

Sez		Piattabanda		Anima		Piattabanda		soletta cls		
		hi	bi	hi	bi	hi	bi	hi	bi	n
trave	M<0	900	60	1430	50	1000	60	3250	280	6
appoggio	M<0	900	60	1430	50	1000	60	3250	280	18
trave	M<0	400	25	1485	20	700	40	3250	280	6
mezzeria	M<0	400	25	1485	20	700	40	3250	280	18

Sez		τ = Mt*bi/(kt(G)				
			τ ala sup	τ anima	τ ala inf	τ soletta
		Kt/G = 1/3*∑b^3*h				
trave appoggio	M<0	4159938889	8	6	8	6
	M<0	1517568519	21	18	21	6
trave mezzeria	M<0	3984532222	3	3	5	6
	M<0	1342161852	10	8	16	6

Ipotizzando che, nel tratto tra la pila 8 e la pila 9, le deformazioni termiche sono permesse dall'inflessione delle relative pile, vengono trascurate le relative azioni di

interscambio tra pile e impalcato. Queste producendo bassissime tensioni normali nell'impalcato non vengono considerati nelle verifiche delle travi principali.

Nelle zone degli appoggi soggette a momento negativo si avrà:

APPOGGIO a M<0	FASE I (n=∞)			FASE II (n=6)			FASE III (n=18)		
(+ trazioni)	σM	τT	τMt	σM	τT	τMt	σM	τT	τMt
fyd = 319 N/mm^2									
lembo sup soletta	0	0	0	0	0	0	0	0	0
armatura sup	0	0	0	226	0	0	231	0	0
armatura inf	0	0	0	182	0	0	186	0	0
trave acc sup	74	0	0	173	0	8	177	0	8
trave acc inf	-69	0	0	-166	0	8	-170	0	8
anima lembo sup	68	17	0	160	25	6	163	25	6
anima lembo inf	-64	17	0	-153	25	6	-156	60	6
baricentro FASE I	0	17	0	-2	25	6	-2	57	6

APPOGGIO a M<0	TOTALE n=∞ FASE I			
(+ trazioni)	σ	τ	σid	VERIFICA
fyd = 319 N/mm^2			√(σ^2+3*τ^2)	
lembo sup soletta	0	0	0	Ok
armatura sup	0	0	0	Ok
armatura inf	0	0	0	Ok
trave acc sup	74	0	74	Ok
trave acc inf	-69	0	69	Ok
anima lembo sup	68	17	74	Ok
anima lembo inf	-64	17	70	Ok
baricentro FASE I	0	17	29	Ok

TOTALE n=6 FASE I+II			
σ	τ	σid	VERIFICA
		√(σ^2+3*τ^2)	
0	0	0	Ok
226	0	226	Ok
182	0	182	Ok
247	8	247	Ok
-235	8	236	Ok
228	43	240	Ok
-217	43	229	Ok
-2	49	85	Ok

APPOGGIO a M<0	TOTALE n=18 FASE I+III			
(+ trazioni)	σ	τ	σid	VERIFICA
fyd = 319 N/mm^2			√(σ^2+3*τ^2)	
lembo sup soletta	0	0	0	Ok
armatura sup	231	0	231	Ok
armatura inf	186	0	186	Ok
trave acc sup	251	8	251	Ok
trave acc inf	-239	8	239	Ok
anima lembo sup	232	42	243	Ok
anima lembo inf	-220	77	257	Ok
baricentro FASE I	-2	80	138	Ok

Nelle zone di mezzeria soggette a momento positivo si avrà:

MEZZERIA a M>0	FASE I (n=∞)			FASE II (n=6)			FASE III (n=18)		
(+ trazioni)	σM	τT	τMt	σM	τT	τMt	σM	τT	τMt
fyd = 338 N/mm^2									
lembo sup soletta	0	0	0	-9	0	6	-6	0	6
armatura sup	0	0	0	-28	0	6	-96	0	6
armatura inf	0	0	0	-117	0	6	-70	0	6
trave acc sup	-181	0	0	-24	0	3	-64	0	10
trave acc inf	108	0	0	159	0	5	141	0	16
anima lembo sup	-177	20	0	-21	47	3	-61	52	8
anima lembo inf	101	20	0	156	47	3	135	52	8
baricentro FASE I	0	20	0	91	47	3	64	52	8

MEZZERIA a M>0	TOTALE n=∞ FASE I			
(+ trazioni)	σ	τ	σid	VERIFICA
fyd = 338 N/mm^2			√(σ^2+3*τ^2)	
lembo sup soletta	0	0	0	Ok
armatura sup	0	0	0	Ok
armatura inf	0	0	0	Ok
trave acc sup	-181	0	181	Ok
trave acc inf	108	0	108	Ok
anima lembo sup	-177	20	180	Ok
anima lembo inf	101	20	107	Ok
baricentro FASE I	0	20	35	Ok

TOTALE n=6 FASE I+II			
σ	τ	σid	VERIFICA
		√(σ^2+3*τ^2)	
-9	6	14	Ok
-28	6	30	Ok
-117	6	117	Ok
-205	3	205	Ok
267	5	268	Ok
-197	67	229	Ok
257	67	282	Ok
91	70	152	Ok

MEZZERIA a M>0	TOTALE n=18 FASE I+III			
(+ trazioni)	σ	τ	σid	VERIFICA
fyd = 338 N/mm^2			√(σ^2+3*τ^2)	
lembo sup soletta	-6	6	12	Ok
armatura sup	-96	6	97	Ok
armatura inf	-70	6	71	Ok
trave acc sup	-246	10	246	Ok
trave acc inf	249	16	250	Ok
anima lembo sup	-238	73	269	Ok
anima lembo inf	236	73	268	Ok
baricentro FASE I	64	80	153	Ok

Nelle zone di mezzeria (progressiva dell'appoggio ±12,3 m) soggette a momento negativo si avrà:

MEZZERIA a M<0	FASE I (n=∞)			FASE II (n=6)			FASE III (n=18)		
(+ trazioni)	σM	τT	τMt	σM	τT	τMt	σM	τT	τMt
fyd = 338 N/mm^2									
lembo sup soletta	0	0	0	0	0	0	0	0	0
armatura sup	0	0	0	37	0	0	17	0	0
armatura inf	0	0	0	20	0	0	12	0	0
trave acc sup	57	0	0	17	0	3	11	0	3
trave acc inf	-34	0	0	-113	0	5	-25	0	5
anima lembo sup	56	20	0	15	47	3	11	52	3
anima lembo inf	-32	20	0	-111	47	3	-24	52	3
baricentro FASE I	0	20	0	-64	47	3	-11	52	3

MEZZERIA a M<0	TOTALE n=∞ FASE I			
(+ trazioni)	σ	τ	σid	VERIFICA
fyd = 338 N/mm^2			√(σ^2+3*τ^2)	
lembo sup soletta	0	0	0	Ok
armatura sup	0	0	0	Ok
armatura inf	0	0	0	Ok
trave acc sup	57	0	57	Ok
trave acc inf	-34	0	34	Ok
anima lembo sup	56	20	66	Ok
anima lembo inf	-32	20	47	Ok
baricentro FASE I	0	20	35	Ok

TOTALE n=6 FASE I+II			
σ	τ	σid	VERIFICA
		√(σ^2+3*τ^2)	
0	0	0	Ok
37	0	37	Ok
20	0	20	Ok
74	3	74	Ok
-147	5	147	Ok
70	67	136	Ok
-143	67	184	Ok
-64	70	137	Ok

MEZZERIA a M<0	TOTALE n=18 FASE I+III			
(+ trazioni)	σ	τ	σid	VERIFICA
fyd = 338 N/mm^2			√(σ^2+3*τ^2)	
lembo sup soletta	0	0	0	Ok
armatura sup	17	0	17	Ok
armatura inf	12	0	12	Ok
trave acc sup	69	3	69	Ok
trave acc inf	-59	5	60	Ok
anima lembo sup	67	72	142	Ok
anima lembo inf	-56	72	137	Ok
baricentro FASE I	-11	75	131	Ok

Ai fini delle verifiche allo stato limite d'esercizio tensionale, valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati:

- Sezione max momento (positivo o negativo):

  comb. caratteristica (rara) $\sigma c \leq 0{,}6 * fck$

  $\sigma s \leq 0{,}8 * fyk$

  comb. quasi permanente $\sigma c \leq 0{,}45 * fck$

Ai fini delle verifiche allo stato limite d'esercizio di fessurazione (longitudinale) in corrispondenza delle zone a momento negativo è stato fatto un controllo dell'ampiezza delle fessure secondo quanto previsto dalla Circolare 02/02/09 n. 617 punto C4.1.2.2.4.6.

3.6.2.2 Verifiche della connessione acciaio-cls: resistenza e scorrimento

La teoria statica delle travi composte acciaio-calcestruzzo si basa sull'ipotesi fondamentale del collegamento rigido tra la soletta e la trave in acciao. Tale collegamento, trascurando l'aderenza tra piattabanda e soletta, è affidato completamente ad appositi dispositivi, comunemente chiamati "connettori" [15].

Tra le diverse tipologie, nel presente caso studio sono stati utilizzati le "connessioni a taglio" con Pioli Nelson tipo "S3L 22x150; mild steel", aventi un diametro del gambo di 22 mm ed un altezza pari a 150 mm.
Per quanto riguarda le verifiche di resistenza, la crisi del collegamento può avvenire per:

a) recisione del gambo del singolo piolo (4.3.4.3.1 – NTC ‘08)
b) schiacciamento del calcestruzzo (4.3.4.3.1 – NTC ‘08)
c) per superamento delle tensioni tangenziali (taglio) nel calcestruzzo lungo superfici longitudinali qualsiasi, come ad esempio quella a-a o b-b rappresentate nella seguente figura (punto 4.3.4.3.5 – NTC ‘08):

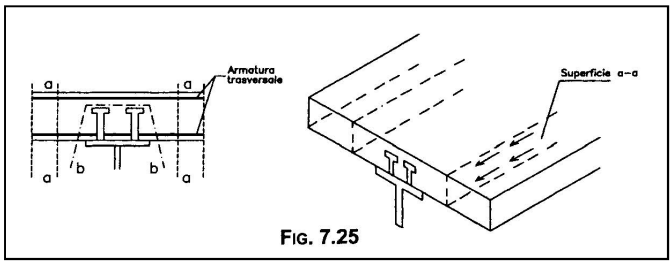


Figura 3-79: Sezioni soggette a verifiche

Di seguito si riportano le limitazioni della norma per i pioli (punto 4.3.4.3.4 NTC08, CNR 10016):

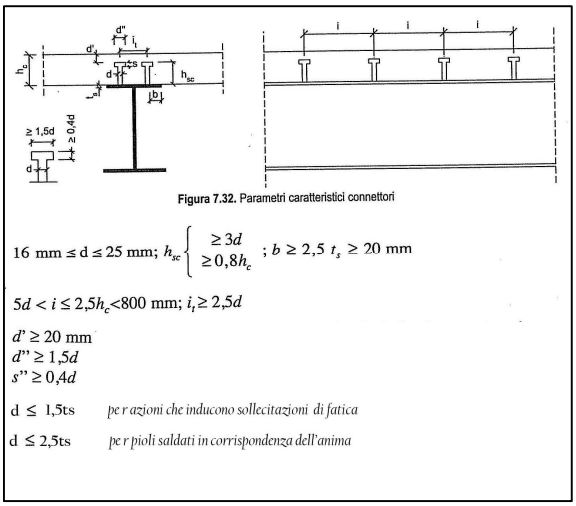


Figura 7.32. Parametri caratteristici connettori

$16\ \text{mm} \le d \le 25\ \text{mm};\ h_{sc} \begin{cases} \ge 3d \\ \ge 0{,}8h_c \end{cases};\ b \ge 2{,}5\ t_s \ge 20\ \text{mm}$

$5d < i \le 2{,}5h_c < 800\ \text{mm};\ i_t \ge 2{,}5d$

$d' \ge 20\ \text{mm}$
$d'' \ge 1{,}5d$
$s'' \ge 0{,}4d$

$d \le 1{,}5ts$ *per azioni che inducono sollecitazioni di fatica*

$d \le 2{,}5ts$ *per pioli saldati in corrispondenza dell'anima*

Figura 3-80: Limitazioni normative dei pioli

nel caso in esame si ha:

hc =	280 mm	
d =	22 mm	ok
hsc =	150 mm	ok
ts =	25 mm	
b min=	100 mm	ok
i =	150 mm	ok
it =	100 mm	ok
d' =	130 mm	ok
d'' =	35 mm	ok
s'' =	10 mm	ok

Per quanto riguarta le verifiche dei connettori si riporta di seguito il calcolo di verifica dei punti *a* e *b*, rispettivamente in fase II e in fase III, ed infine la verifica del punto *c*.

VERIFICA CONNETTORI (NTC08)

t = 0

DATI INPUT

resistenza rottura piolo	ft =	450	N/mm^2
fattore parziale	γv =	1,25	
modulo elastico cls	Ec =	32500	N/mm^2
resistenza cilind. cls	fck =	29	N/mm^2
diametro piolo (16-25 mm)	d =	22	mm
altezza piolo	h =	150	mm
altezza min. piolo (≥3ϕ piolo)	hmin =	66	mm
altezza definitiva	hsc =	150	mm
	α =	1	

RESISTENZA

recinsione del gambo (taglio)del singolo piolo:

$$\Pr d,a = 0{,}8 \cdot ft \cdot (\frac{\pi \cdot d^2}{4}) \cdot \frac{1}{\gamma v}$$

schiacciamento del calcestruzzo:

$$\Pr d,c = 0{,}29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (fck \cdot Ec)^{0{,}5} \cdot \frac{1}{\gamma v}$$

Prd,a =	109478,2	N
Prd,c =	109011,9	N
resistenza di calcolo Prd =	109011,9	N

SOLLECITAZIONE

coeff. di omogeneizzazione (F II o III)	n =	6	
area soletta cls	Ac =	9100	cm^2
asse neutro sez intera da bordo superiore	yn =	48	cm
distanza asse baricen. soletta da bordo su	yc =	14	cm
taglio	T =	1815	kN
momento statico soletta	Sc = Ac (yn-yc)/n	515666,7	cm^3
momento d'inerzia sez	J =	8371447	cm^4
interasse long. pioli	Δx =	150	mm
sforzo di sconnessione	q = T*Sc/J =	1118,009	N/mm
numero pioli per fila	m =	3	

sforzo di scorrimento per un piolo $Q = q \cdot \frac{\Delta x}{m}$

Q = 55900,43 N

VERIFICA

$$Q \le \min(\Pr d,a; \Pr d,c)$$

Q =	55900,43	N
min (Prd.a; Prd,c) =	109011,9	N

VERIFICATO

VERIFICA CONNETTORI (NTC08)

t = ∞

DATI INPUT	resistenza rottura piolo	ft =	450	N/mm^2
	fattore parziale	γv =	1,25	
	modulo elastico cls	Ec =	32500	N/mm^2
	resistenza cilind. cls	fck =	29	N/mm^2
	diametro piolo (16-25 mm)	d =	22	mm
	altezza piolo	h =	150	mm
	altezza min. piolo (≥3ϕ piolo)	hmin =	66	mm
	altezza definitiva	hsc =	150	mm
		α =	1	

RESISTENZA

recinsione del gambo (taglio)del singolo piolo:

$$\Pr d,a = 0{,}8 \cdot ft \cdot (\frac{\pi \cdot d^2}{4}) \cdot \frac{1}{\gamma v}$$

schiacciamento del calcestruzzo:

$$\Pr d,c = 0{,}29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (fck \cdot Ec)^{0{,}5} \cdot \frac{1}{\gamma v}$$

Prd,a =	109478,2	N
Prd,c =	109011,9	N
resistenza di calcolo Prd =	109011,9	N

SOLLECITAZIONE

coeff. di omogeneizzazione (F II o III)	n =	18	
area soletta cls	Ac =	9100	cm^2
asse neutro sez intera da bordo superiore	yn =	76,7	cm
distanza asse baricen. soletta da bordo su	yc =	14	cm
taglio	T =	1780	kN
momento statico soletta	Sc = Ac (yn-yc)/n	316983,3	cm^3
momento d'inerzia sez	J =	6150197	cm^4
interasse long. pioli	Δx =	150	mm
sforzo di sconnessione	q = T*Sc/J =	917,4183	N/mm
numero pioli per fila	m =	3	

sforzo di scorrimento per un piolo $Q = q \cdot \frac{\Delta x}{m}$

Q = 45870,92 N

VERIFICA

$$Q \le \min(\Pr\ d,a; \Pr d,c)$$

Q = 45870,92 N

min (Prd.a; Prd,c) = 109011,9 N

VERIFICATO

VERIFICA ARMATURA TRASVERSALE

(4.3.4.3.5 - NTC08; c4.3.4.3.5 circolare NTC08; 7.5.2.3 nunziata III edizione)

DATI INPUT				
	area armatura lungo a-a	Asf =	3921	mm^2
	area armatura lungo b-b	Asf =	4072	mm^2
	interasse barre armature	sf =	1000	mm
	fattore parziale	γs =	1,15	
	resistenza acciaio caratt	fsk =	450	N/mm^2
	altezza soletta	hf_aa =	280	mm
	altezza soletta per b-b	hf_bb =	535	mm
	resistenza cilind. cls	fck =	29	N/mm^2
	fattore parziale	γc =	1,5	

SOLLECITAZIONE

Lo sforzo di scorrimento ved si determinerà in base alle tensioni tangenziali agenti lungo la superficie di scorrimento calcolate con l'analisi elastica (Jourawski), oppure più semplicemente e a favore di sicurezza, prendendolo pari alla resistenza di calcolo del connettore allo stato limite ultimo, così come definito in precedenza, moltiplicato per il numero di connettori per unità di lunghezza

scorrimento a-a	1206,758
scorrimento b-b	2970,41

Ved =	109012	N
ved*b =	2180,239	N/mm
ved =	7,27	N/mm^2

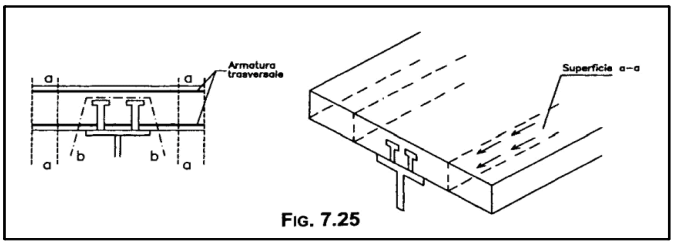


FIG. 7.25

VERIFICA

l'armatura minima necessaria per l'assorbimento della sollecitazione ved :

$$\frac{Asf \cdot fsk}{\gamma s \cdot sf} \geq ved \cdot hf$$

per evitare la rottura del cls:

$$ved \leq 0{,}30 \cdot \left[1 - \frac{fck}{250}\right] \cdot \frac{fck}{\gamma c}$$

a-a	Asf*fsk/(γs*sf) =	1534	N/mm	VERIFICATO
	ved *hf=	1207	N/mm	
b-b	Asf*fsk/(γs*sf) =	1593	N/mm	VERIFICATO
	ved *hf=	1555	N/mm	
	0,30*(1-(fck/250))*fck/γc =	5	N/mm	VERIFICATO
		4	N/mm	

3.6.2.3 Verifiche di stabilità all'imbozzamento delle travi principali

Di seguito si riportano le verifiche all'imbozzamento di una zona caratteristica per ogni casistica, sollecitate dalle massime sollecitazioni tali da poter coprire anche le zone rimanti [15].

3.6.2.3.1 Imbozzamento delle ali

Come prescrive la CNR al punto 7.3.1, in assenza di un calcolo specifico la verifica all'imbozzamento è superata se le dimensioni delle parti sottili uniformemente compresse soddisfano le limitazioni riportate nel prospetto 7-V, che nel caso studio diventano:

$$\frac{b}{t} \leq 12$$

	b	t	b/t
ali sup. mezzeria	190	25	7,6
ali inf. appoggio	475	60	7,92

3.6.2.3.2 Imbozzamento dei pannelli d'anima nell'appoggio

Si verifica un campo di riferimento per tale zona, il quale viene sottoposto, a favore di sicurezza, alle massime sollecitazioni (Nmax, Mmax, Tmax) che si possono incontrare in tutto il viadotto pertanto applicate in contemporanea in un unica sezione, anche se in realtà appartengono a sezioni diverse.

Tale campo ha un altezza di 1,43 m e largo 12,3 m, ovvero quello tra la nervatura disposta in corrispondenza dell'appoggio e la sezione del giunto saldato. Le sollecitazioni prese in considerazione sono:

- N massimo dovute alle variazioni termiche nel tratto tra la pila 8 e 9 (anche se non presenti quindi a favore di sicurezza)
- M e T massimi dovuti ai carichi da traffico

Quindi infine il campo di riferimento sarà sottoposto alle seguenti tensioni:

		SOLLECITAZIONI		
Sez	n	Mf	T	N solo tra 8 e 9
		kNm	kN	kN
trave appoggio	∞	-10750	1210	-280
	6	-16850	1820	-11300
	18	-17220	1780	-11000

						lembo sup	lembo inf	
Sez	n	Wani_s	Wani_i	Area sez	Area anima	σN+σM	σN+σM	τT
		cm^3	cm^3	cm^2	mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2
trave appoggio	∞	-101870	109251	1855	71500	104,02	-99,91	16,92
	6	-105322	110144	10955	71500	149,67	-163,30	25,45
	18	-105322	110144	10955	71500	153,46	-166,38	24,90
				t=0 (FI+F II)		253,69	-263,20	42,38
				t=∞ (FI+F III)		257,47	-266,29	41,82

Si ha quindi:

VERIFICA ANIMA ZONA APPOGGIO - CNR 10011/97

DATI INPUT

tensione compressione σ1 =	-266,29	N/mm^2	
tensione trazione σ0 =	253,69	N/mm^2	
ψ =σ0/σ1 =	-0,95		
tensione tangenz. τ =	42,38	N/mm^2	
modulo elastico acc. E =	210000	N/mm^2	
fk =	355	N/mm^2	per t ≤ 40 mm
fk =	335	N/mm^2	per t > 40 mm
γ =	1		
fd =	335	N/mm^2	
ν =	0,3		
spessore anima t =	50	mm	
altezza campo b =	1430	mm	
lunghezza campo =	12300	mm	

$$\sigma cr,0 = \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1-\nu^2)} \cdot (\frac{t}{b})^2 =$$ 232,04 N/mm^2

α =	8,60	
dalla tab6.1 nunziata Kσ	22,87	
Kτ =	5,39	
σcr = Kσ * σcr,0 =	5307	
τcr = Kτ * σcr,0 =	1251	

$$\sigma cr,id = \frac{\sqrt{\sigma 1^2 + 3 \cdot \tau^2}}{\frac{1+\psi}{4} \cdot \frac{|\sigma 1|}{\sigma cr} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4} \cdot \frac{|\sigma 1|}{\sigma cr}\right)^2 + \left(\frac{|\tau|}{\tau cr}\right)^2}} =$$ 6588,68 N/mm^2

limite di proporzionalita = 0,8 * fd = 268 N/mm^2

$$\sigma cr,red = fd \cdot \frac{20 + \sqrt{25 - 15 \cdot \left(\frac{fd}{\sigma cr,id}\right)^2}}{25 + \left(\frac{fd}{\sigma cr,id}\right)^2} = 335$$ 335 N/mm^2

VERIFICA $\sigma id = \sqrt{\sigma 1^2 + 3 \cdot \tau^2} \le \sigma cr,rid \_(o\_\sigma cr,red)$

$\sigma id = \sqrt{\sigma 1^2 + 3 \cdot \tau^2} =$ 276,22 N/mm^2 VERIFICATO

3.6.2.3.3 Imbozzamento dei panneli d'anima nella mezzeria

Si verifica un campo di riferimento per tale zona, il quale viene sottoposto, a favore di sicurezza, alle massime sollecitazioni (Nmax, Mmax, Tmax) che si possono incontrare in tutto il viadotto pertanto applicate in contemporanea in un unica sezione, anche se in realtà appartengono a sezioni diverse.

Tale campo ha un altezza di 1,485 m e largo 18 m, ovvero quello tra l'appoggio e la sezione di momento flettente massimo. Le sollecitazioni prese in considerazione sono:

- N massimo dovute alle variazioni termiche nel tratto tra la pila 8 e 9 (anche se non presenti, quindi a favore di sicurezza)
- M e T massimi dovuti ai carichi da traffico

Quindi infine il nostro campo sarà sottoposto alle seguenti tensioni:

		SOLLECITAZIONI		
Sez	n	Mf	T	N solo tra 8 e 9
		kNm	kN	kN
trave appoggio	∞	4600	600	-280
	6	9880	1400	-11300
	18	8140	1550	-11000

						lembo sup	lembo inf	
Sez	n	Wani_s	Wani_i	Area sez	Area anima	σN+σM	σN+σM	τ_T
		cm^3	cm^3	cm^2	mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2
trave mezzeria	∞	-26035	45694	677	29700	-180,82	96,53	20,20
	6	-478368	63181	9777	29700	-32,21	144,82	47,14
	18	-133121	60119	9777	29700	-72,40	124,15	52,19
					t=0 (FI+F II)	-213,03	241,35	67,34
					t=∞ (FI+F III)	-253,22	220,68	72,39

Si ha quindi:

VERIFICA ANIMA ZONA MEZZERIA - CNR 10011/97

DATI INPUT				
tensione compressione σ1 =	-253,00	N/mm^2		
tensione trazione σ0 =	221,00	N/mm^2		
ψ =σ0/σ1 =	-0,87			
tensione tangenz. τ =	72,50	N/mm^2		
modulo elastico acc. E =	210000	N/mm^2		
fk =	355	N/mm^2	per t ≤ 40 mm	
fk =	335	N/mm^2	per t > 40 mm	
γ =	1			
fd =	355	N/mm^2		
ν =	0,3			
spessore anima t =	20	mm		
altezza campo b =	1485	mm		
lunghezza campo =	18000	mm		

$$\sigma cr,0 = \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1-\nu^2)} \cdot (\frac{t}{b})^2 =$$ 34,43 N/mm^2

	α =	12,12
dalla tab6.1 nunziata	Kσ	21,62
	Kτ =	5,37
	σcr = Kσ * σcr,0 =	744
	τcr = Kτ * σcr,0 =	185

$$\sigma cr,id = \frac{\sqrt{\sigma 1^2 + 3\cdot\tau^2}}{\frac{1+\psi}{4}\cdot\frac{|\sigma 1|}{\sigma cr} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4}\cdot\frac{|\sigma 1|}{\sigma cr}\right)^2 + \left(\frac{|\tau|}{\tau cr}\right)^2}} =$$ 670,84 N/mm^2

limite di proporzionalita = 0,8 * fd = 284 N/mm^2

$$\sigma cr,red = fd\cdot\frac{20 + \sqrt{25 - 15\cdot\left(\frac{fd}{\sigma cr,id}\right)^2}}{25 + \left(\frac{fd}{\sigma cr,id}\right)^2} =$$ 345 N/mm^2

VERIFICA $\sigma id = \sqrt{\sigma 1^2 + 3\cdot\tau^2} \le \sigma cr,rid \_(o\_\sigma cr,red)$

$\sigma id = \sqrt{\sigma 1^2 + 3\cdot\tau^2} =$ 282,45 N/mm^2 VERIFICATO

3.6.2.3.4 Verifica dei panneli d'anima per carichi concentrati

La stabilità locale dell'anima sotto l'azione di eventuali carichi concentrati applicati fra due irrigidimenti trasversali consecutivi è assicurata qualora siano soddisfatte le seguenti limitazioni (punto 7.6.3.1, 7.6.3.2 - cnr 10011/97):

$$\frac{F}{tw\cdot beff} \le \frac{230000}{v}\cdot\left[1 + 2\cdot\left(\frac{hw}{a}\right)^2\right]\cdot\left(\frac{tw}{hw}\right)^2 \quad (in\ N/mm^2)$$

$$\frac{F}{tw\cdot(c + 2\cdot t)} \le 1{,}15\cdot fd$$

dove:

F	è la forza concentrata
h	è l'altezza dell'anima
a	è la distanza tra due irrigidimenti consecutivi
beff	il valore minimo tra le dimensioni a ed h
tw	spessore anima
v	coeff. sicurezza definito al punto 7.1
c	lunghezza del tratto sul quale è applicato il carico risultante
t	spessore totale soletta, pavimentazione

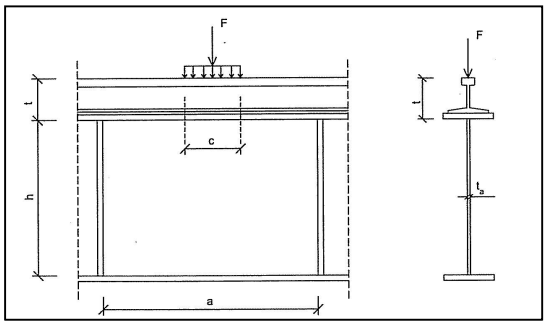


Figura 3-81: Trave composta soggetta a carichi concentrati

		MEZZERIA			APPOGGIO		
		SC2	SC2 orto	SC1	SC2	SC2 orto	SC1
F =	kN	200	200	150	200	200	150
h =	mm	1485	1485	1485	1430	1430	1430
a =	m	41	41	41	41	41	41
beff =	mm	1485	1485	1485	1430	1430	1430
tw =	mm	20	20	20	50	50	50
v =		1	1	1	1	1	1
c =	m	0,35	0,6	0,4	0,35	0,6	0,4
t =	cm	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38
F/(tw*beff) =		6,73	6,73	5,05	2,80	2,80	2,10
230000/v*[1+2(h/a)^2]*(tw/h)^2 =		41,83	41,83	41,83	281,87	281,87	281,87
VERIFICA =		OK	OK	OK	OK	OK	OK
F/(tw*(c+2*t)) =		27,96	16,46	18,40	11,19	6,58	7,36
1,15*fd =		408,25	408,25	408,25	385,25	385,25	385,25
VERIFICA =		OK	OK	OK	OK	OK	OK

3.6.2.3.5 Verifica delle nervature o irrigidimenti d'anima

Le nervature trasversali e longitudinali devono essere verificati al fine di garantire l'efficienza statica dell'insieme. Per fare ciò bisogna verificare che:

$$It \geq 0{,}092 \cdot \gamma t^* \cdot h \cdot ta^3$$

con It il momento d'inerzia della sezione retta della nervatura che nel caso di nervature simmetriche si intende calcolato rispetto al piano medio dell'anima, nel caso di nervature non simmetriche si calcola rispetto al piano d'attacco all'anima.

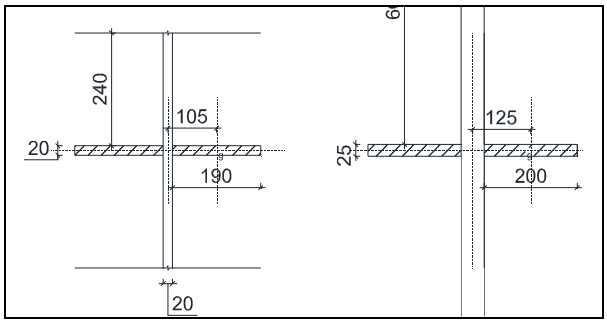


Figura 3-82: Particolari degli irrigidimenti

RIGIDITA' NERVATURA			
		APPOGGIO D'ESTREMITA'	APPOGGIO INTERNO
		6 e 13	da 7 a 12
azione concentrata =	kN	3200	5700
spessore irrigiditore =	mm	20	25
largh. irrigiditore =	mm	190	200
spessore anima trave ta =	mm	20	50
eccentricità e =	mm	105	125
altezza anima h =	mm	1485	1430
lungh tra nervature a	mm	41000	41000
α = a/h		27,61	28,67
coeff. rigid. fless γt'		8	8
	It	106666667	189843750
0,092*γt'*h*ta^3		8743680	131560000
		VERIFICATO	VERIFICATO

Inoltre in corrispondenza degli appoggi o di carichi concentrati devono essere, di regole, disposte simmetricamente rispetto all'anima e verificata a carico di punta per l'intera azione localizzata:

$$\frac{Ned}{Nb,rd} \leq 1$$

Potrà essere considerata collaborante con la nervatura una porzione di anima non superiore a "12*ta" da entrambi le parti adiacenti la nervatura stessa.

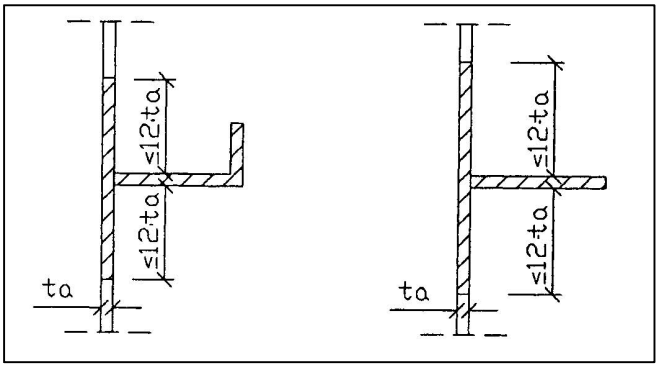


Figura 3-83: Anima collaborante

Per la lunghezza d'inflessione si adotta, di regola, l'altezza h dell'anima ed in ogni caso un valore non inferiore a ¾*h.

Nel caso in esame si ha:

SOLLECITAZIONI APPOGGI D'ESTREMITA'											
	F3 = Fz FI+FII (kN)						F3 = Fz FI+FIII (kN)				
	FASE I	FASE II		FI+FII	FI+FII		FASE I	FASE III		FI+FIII	FI+FIII
		max	min	(max)	(min)			max	min	(max)	(min)
pila 6	1230	1586	-82	2816	1148	pila 6	1230	1903	235	3133	1464
	1228	1357	58	2584	1285		1228	1669	370	2897	1598
	1230	1281	173	2511	1403		1230	1684	576	2914	1806
	1052	690	76	1742	1128		1052	872	257	1923	1309
pila 13	1308	1577	22	2885	1330	pila 13	1308	1664	108	2972	1417
	1288	1352	32	2640	1321		1288	1534	215	2822	1503
	1288	1210	151	2497	1438		1288	1391	332	2679	1620
	1071	744	127	1815	1198		1071	832	215	1903	1286
			MAX	2885	1438				MAX	3133	1806

SOLLECITAZIONI APPOGGI INTERNI											
	F3 = Fz FI+FII (kN)						F3 = Fz FI+FIII (kN)				
	FASE I	FASE II		FI+FII	FI+FII		FASE I	FASE III		FI+FIII	FI+FIII
		max	min	(max)	(min)			max	min	(max)	(min)
pila 7	2898	2751	687	5649	3584	pila 7	2898	2664	599	5562	3497
	2899	2531	433	5429	3332		2899	2338	241	5237	3139
	2912	2288	549	5200	3461		2912	2061	321	4972	3233
	2730	1816	638	4546	3369		2730	1579	401	4309	3132
pila 8	2483	2515	373	4998	2856	pila 8	2483	2531	389	5014	2872
	2464	2166	248	4630	2712		2464	2197	279	4661	2743
	2459	1957	363	4416	2822		2459	2006	413	4465	2872
	2260	1767	572	4027	2832		2260	1854	659	4114	2919
pila 9	2607	2639	-97	5246	2510	pila 9	2607	2663	-73	5270	2534
	2595	2324	-186	4919	2408		2595	2329	-182	4923	2413
	2595	2095	-35	4690	2560		2595	2099	-31	4694	2564
	2401	1769	70	4171	2472		2401	1795	96	4196	2498
pila 10	2622	2550	429	5172	3051	pila 10	2622	2539	419	5161	3041
	2609	2341	281	4950	2889		2609	2306	245	4914	2854
	2609	2112	431	4721	3040		2609	2075	395	4684	3004
	2415	1707	612	4122	3027		2415	1698	603	4113	3018
pila 11	2475	2418	320	4893	2795	pila 11	2475	2485	386	4960	2861
	2461	2020	232	4481	2693		2461	2071	283	4532	2744
	2460	1787	389	4247	2849		2460	1837	439	4296	2898
	2265	1617	576	3882	2841		2265	1683	642	3947	2906
pila 12	2723	2500	595	5223	3318	pila 12	2723	2365	460	5088	3183
	2927	2283	445	5211	3372		2927	2079	240	5006	3167
	2821	2011	573	4832	3395		2821	1812	375	4633	3196
	2839	1893	821	4733	3660		2839	1718	645	4558	3485
			MAX	5649	3660				MAX	5562	3497

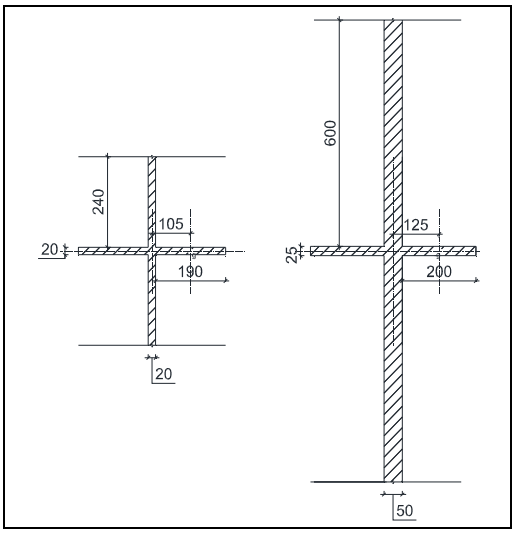


Figura 3-84: Particolari degli irrigidimenti

CARICO DI PUNTA NERVATURA				
			APPOGGIO D'ESTREMITA'	APPOGGIO INTERNO
			6 e 13	da 7 a 12
azione concentrata =		kN	3200	5700
l0 =		mm	1485	1430
E =		N/mm^2	210000	210000
s_irr =		mm	20	25
l_irr =		mm	190	200
s_ani		mm	20	50
l_ani =		mm	500	1225
J =		mm^4	91786666,67	146093750
A =		mm^2	17600	71250
Ncrit = π^2*E*J/l0 =		N/mm^2	86267205,73	148073929,7
γm1 =			1,05	1,05
fyk (FE510 - S355) =		N/mm^2	355	335
λ' = (A*fyk/Ncrit)^1/2 =			0,24	0,39
α (dalla tab. 4.2.VI) =			0,49	0,49
Φ = 0,5*[1+α(λ'-0,2)+λ'^2]			0,54	0,62
χ = 1/(Φ+(Φ^2-λ'^2)^1/2) ≤ 1			0,98	0,90
	Ned =	kN	3200	5700
	Nb,rd =	kN	5835	20552
	VERIFICA =		VERIFICATO	VERIFICATO

3.6.2.4 Verifiche di stabilità allo svergolamento delle piattabande compresse delle travi principali

In corrispondenza delle pile dove il momento flettente è negativo o in mezzeria dove invece è positivo, le piattabande, rispettivamente, inferiori e superiori risultano compresse, pertanto oltre alle consuete verifiche di resistenza è necessario effettuare le verifiche di stabilità allo "svergolamento" ed assicurarsi che le dimensioni delle piattabande siano tali da evitare il verificarsi di fenomeni d'imbozzamento .

Di seguito vengono riportate entrambe le verifiche, considerando per ognuna di essa una sola sezione, quella più sollecitata. Inoltre, per la verifica allo svergolamento, si considera il metodo dell'ala compressa riportato dalla CNR 10011 al punto 7.3.2.2.2: si verifica nel piano ortogonale a quello di flessione la stabilità dell'ala compressa supposta isolata. A tal fine il valore della tensione critica in corrispondenza dell'ala compressa tra due ritegni torsionali successivi, è data dalla formula [15]:

$$\sigma = \omega(\lambda) \cdot \frac{Ned,f}{Af} \leq fyd$$

dove:

Af area ala compressa

Ned,f forza assiale agente nell'ala supposta isolata dall'anima

3.6.2.4.1 Ala compressa in corrispondenza della mezzeria: ala superiore

La situazione più gravosa, in tale caso, si ha invece in fase di getto della soletta. Essendo presente un controvento di montaggio, quest'ultimo verrà considerato come vincolo torsionale con un passo di 3,4 m.

Instabilità flesso torsionale ala compressa M>0: ALA SUPERIORE

DATI INPUT				
materiale acciaio	fyk =	355	N/mm^2
	γ =	1	
	fyd = fyk/γ =	355	N/mm^2
momento inerzia trave	Jx =	2462881	cm^4
geometria ali	h =	25	mm
	larghezza =	400	mm
	area ala Aa =	10000	mm^2
asse neutro da lembo sup	yn =	971,3	mm
momento statico ala compressa dall'asse x	Sx =	9588000	mm^3

CASO DI TRAVI SEMPL. APPOGGIATA O CONTINUA

$$Meq = 1{,}3 \cdot Mm \qquad \text{con} \qquad 0{,}75 \cdot M\,\max \le Meq \le M\,\max$$

momento a 13,55 m dall'appoggio		4535	kN*m
momento a 15,00 m dall'appoggio		4600	kN*m
momento a 16,95 m dall'appoggio		4464	kN*m
momento medio Mm		4533	kN*m
momento massimo Mmax		4600	kN*m
momento equivalente	Meq =	4600	kN*m

$$Neq = \frac{Meq \cdot Sx}{Jx} = \quad 1790{,}781 \text{ kN}$$

$$Neq = \frac{Meq \cdot Sx}{Jx} = \quad 1790{,}781 \text{ kN}$$

CALCOLO ω(λ)

lunghezza libera d'inflessione	l0 =	3,4	m
area ala	Aa =	10000	mm^2
momento d'inerzia nel piano ortogonale alla flessione	Jy =	133333333	mm^4
	ρy =	115,47	mm
	λ1 =	29,44	
dalle tabelle 7.3.2.2.2 cnr 10011	ω(λ1) =	1,11	

$$\sigma = \frac{\omega(\lambda 1) \cdot Neq}{Aa} = \quad 198{,}78 \text{ N/mm^2} \qquad \text{VERIFICATO}$$

3.6.2.4.2 Ala compressa in corrispondenza dell'appoggio: ala inferiore

La situazione più gravosa, in tale caso, si ha in fase di esercizio del ponte pertanto dovremo considerare le sollecitazioni a t=0 e a t=∞.

Instabilità flesso torsionale ala compressa M<0: ALA INFERIORE				
FASE I				
DATI INPUT	materiale acciaio	fyk =	355	N/mm^2
		γ =	1	
		fyd = fyk/γ =	355	N/mm^2
	momento inerzia trave	Jx =	7538353	cm^4
	geometria ali	h =	60	mm
		larghezza =	1000	mm
		area ala Aa =	60000	mm^2
	asse neutro da lembo sup	yn =	799,1	mm
	momento statico ala compressa dall'asse x	Sx =	46146000	mm^3

CASO DI TRAVI SEMPL. APPOGGIATA O CONTINUA			
$Meq = 1{,}3 \cdot Mm$ con $0{,}75 \cdot M\,\max \le Meq \le M\,\max$			
	momento all'appoggio	10750	kN*m
	momento nel punto di nullo	0	kN*m
	momento medio Mm	5375	kN*m
	momento massimo Mmax	10750	kN*m
	momento equivalente Meq =	8062,5	kN*m

$$Neq = \frac{Meq \cdot Sx}{Jx} = \quad 4935{,}456 \text{ kN}$$

Instabilità flesso torsionale ala compressa M<0: ALA INFERIORE				
FASE II				
DATI INPUT	materiale acciaio	fyk =	355	N/mm^2
		γ =	1	
		fyd = fyk/γ =	355	N/mm^2
	momento inerzia trave	Jx =	7699061	cm^4
	geometria ali	h =	60	mm
		larghezza =	1000	mm
		area ala Aa =	60000	mm^2
	asse neutro da lembo sup	yn =	1071	mm
	momento statico ala compressa dall'asse x	Sx =	62460000	mm^3

CASO DI TRAVI SEMPL. APPOGGIATA O CONTINUA			
$Meq = 1{,}3 \cdot Mm$ con $0{,}75 \cdot M\,\max \le Meq \le M\,\max$			
	momento all'appoggio	16850	kN*m
	momento nel punto di nullo	0	kN*m
	momento medio Mm	8425	kN*m
	momento massimo Mmax	16850	kN*m
	momento equivalente Meq =	12637,5	kN*m

$$Neq = \frac{Meq \cdot Sx}{Jx} = \quad 10252{,}4 \text{ kN}$$

Instabilità flesso torsionale ala compressa M<0: ALA INFERIORE				
FASE III				
DATI INPUT	materiale acciaio	fyk =	355	N/mm^2
		γ =	1	
		fyd = fyk/γ =	355	N/mm^2
	momento inerzia trave	Jx =	7699061	cm^4
	geometria ali	h =	60	mm
		larghezza =	1000	mm
		area ala Aa =	60000	mm^2
	asse neutro da lembo sup	yn =	1071	mm
	momento statico ala compressa dall'asse x	Sx =	62460000	mm^3

CASO DI TRAVI SEMPL. APPOGGIATA O CONTINUA

$$Meq = 1{,}3 \cdot Mm \quad \text{con} \quad 0{,}75 \cdot M\,\max \le Meq \le M\,\max$$

momento all'appoggio		17220	kN*m
momento nel punto di nullo		0	kN*m
momento medio Mm		8610	kN*m
momento massimo Mmax		17220	kN*m
momento equivalente	Meq =	12915	kN*m

$$Neq = \frac{Meq \cdot Sx}{Jx} = \quad 10477{,}52 \text{ kN}$$

$$Neq(FI + FII) = Neq(FI) + Neq(FII) = \quad 15187{,}85 \text{ kN}$$

$$Neq(FI + FIII) = Neq(FI) + Neq(FIII) = \quad 15412{,}98 \text{ kN}$$

CALCOLO ω(λ)

lunghezza libera d'inflessione	l0 =	15	m
area ala	Aa =	60000	mm^2
momento d'inerzia nel piano ortogonale alla flessione	Jy =	5E+09	mm^4
	ρy =	288,68	mm
	λ1 =	51,96	
dalle tabelle 7.3.2.2.2 cnr 10011	ω(λ1) =	1,37	

$$\sigma = \frac{\omega(\lambda 1) \cdot Neq}{Aa} = \quad 346{,}79 \text{ N/mm^2} \quad \text{VERIFICATO}$$

$$\sigma = \frac{\omega(\lambda 1) \cdot Neq}{Aa} = \quad 351{,}93 \text{ N/mm^2} \quad \text{VERIFICATO}$$

3.6.2.5 Verifiche dei controventi di montaggio

Eseguita in una prima fase un'analisi dei carichi, stabilita l'entità dell'azione del vento da applicare come carico uniformemente distribuito al controvento, considerate le caratteristiche dimensionali e geometriche dello stesso si ricercano la massime sollecitazioni agenti nelle varie aste.

Per fare ciò è stato eseguito un semplice calcolo mediante i seguenti passi:

- ricerca dell'azione incassata dal singolo controvento: azione del vento totale divisa equamente tra appoggi e controvento e a sua volta nuovamente suddivisa in parti uguali fra i tre controventi.
- si estrapolano due schemi statici semplici dal controvento e si sottopongono a un carico uniformemente distribuito: trave doppiamente incastrata per la zona centrale e trave incastrata-appoggiata per le zone di estremità.
- si calcolano le reazioni (momenti e forze verticali) di questi schemi statici mediante soluzioni riportate nei prontuari tecnici
- si applicano tali reazioni ai nodi del controvento, riportando i momenti come coppie di forze
- si calcolano mediante il metodo di Ritter le sollecitazioni nelle varie aste, considerando che dallo schema di partenza a croce di S.Andrea il controvento lavori solo a diagonali tese, quindi quelle compresse instabilizzate.

A tal punto determinate le sollecitazioni massime rispettivamente nel diagonale e nel montante più esterno, si eseguono le relative verifiche con i seguenti dati di input:

	DATI INPUT	
	ASTA TESA	ASTA COMPRESSA
Sollec. Max	38 kN	26 kN
Geometria	L40x6	L120x8x2
Acciaio	S235	S235
Dim bulloni	M14	M14
Classe bulloni	c8.8	c8.8

<u>Asta tesa (diagonale esterno)</u>

Verifica asta

VERIFICA ASTA TESA (NTC08)

Bisogna verificare che: $\frac{Ned}{Nt,Rd} \leq 1$

Dati			
	A =	448	mm2
	fyk =	235	N/mm2
	ftk =	360	
	Anet =	364	N/mm2
	γMo =	1,05	
	γM2 =	1,25	
	Ned =	38000	kN

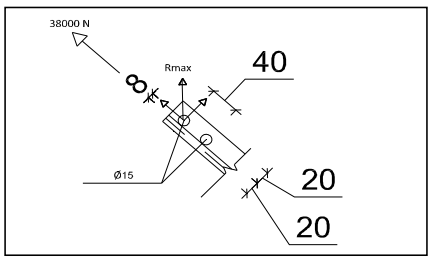
$$Nt,Rd = \min \begin{cases} Npl,Rd = \frac{A \cdot fyk}{\gamma Mo} = & 100266{,}7 \text{ N} \\ Nu,Rd = \frac{0{,}9 \cdot Anet \cdot ftk}{\gamma M2} = & 94348{,}8 \text{ N} \end{cases}$$

$\frac{Ned}{Nt,Rd} =$ 0,402761 **VERIFICATO**

Verifica unione

CALCOLO AZIONI PER UNIONE

S =	38000	N
e =	8	mm
M = S*e =	304000	N*mm
n° bull =	2	
V = S/n° bul =	19000	
ymax =	20	mm
Σy^2 =	800	mm^2
Hmax = M*ymax/Σy =	7600	
Rmax = √(Hmax^2+V^2) =	**20500**	**N**



a) rottura per taglio del bullone, rifollamento e verifica disposizione bulloni

Sollecitazioni	
$F_{v,Ed}$ (N)	20500
$F_{t,Ed}$ (N)	0

Bulloni	
Classe	8,8
d (mm)	14
γ_{M2}	1,25
f_{yb} (N/mm^2)	640
f_{tb} (N/mm^2)	800
A_n (mm^2)	153
A_{res} (mm^2)	115

Piastra di collegamento	
Acciaio	S235
t (mm)	6
γ_{M2}	1,25
d_0 (mm)	15
f_{tk} (N/mm^2)	360

Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \le 1 \quad \text{con} \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \le 1$$

$F_{v,Rd}$ (N)	44160
$F_{t,Rd}$ (N)	66240

Caratteristiche resistenti bulloni		
Classe	f_{yb} (N/mm^2)	f_{tb} (N/mm^2)
4,6	240	400
5,6	300	500
6,8	480	600
8,8	640	800
10,9	900	1000

Caratteristiche geometriche bulloni		
d (mm)	A_n (mm^2)	A_{res} (mm^2)
12	113	84
14	153	115
16	201	157
18	254	192
20	314	245
22	380	303
24	452	353
27	572	459
30	706	561

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$	0,464
$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$	0,000

Caratteristiche piastra	
Acciaio	f_{tk} (N/mm^2)
S235	360
S275	430
S355	510
S450	550
S235 N/NL	390
S355 N/NL	490
S420 N/NL	520
S460 N/NL	540
S235 M/ML	370
S355 M/ML	470
S420 M/ML	520
S460 M/ML	540
S235 W	360
S355 W	510

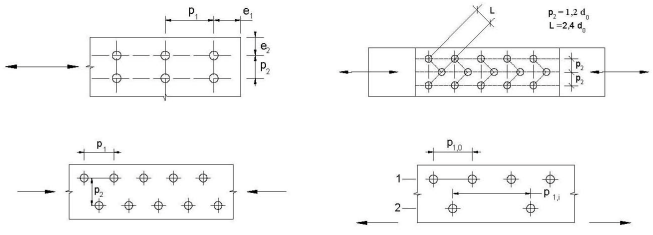


Figura 4.2.3 - *Disposizione dei fori per le realizzazione di unioni bullonate o chiodate*

Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \le 1 \text{ con } F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Tipo di unione	
◉	Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
○	Non esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
○	Elementi resistenti alla corrosione (EN10025-5)

e_1 (mm)	20	18	≤	e_1	≤	64
e_2 (mm)	20	18	≤	e_2	≤	64
p_1 (mm)	50	33	≤	p_1	≤	84
p_2 (mm)	50	36	≤	p_2	≤	84

α = min {$e_1/(3d_0)$; f_{tb}/f_{tk} ; 1} per bulloni di bordo // al carico applicato

α = min {$p_1/(3d_0)$-0,25 ; f_{tb}/f_{tk} ; 1} per bulloni interni // al carico applicato

k = min {$2,8e_2/d_0$-1,7 ; 2,5} per bulloni di bordo _|_ al carico applicato

k = min {$1,4p_2/d_0$-1,7 ; 2,5} per bulloni interni _|_ al carico applicato

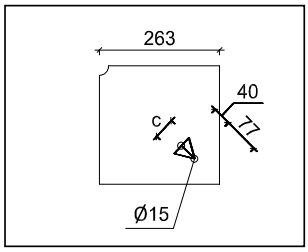
α_{MIN}	0,444
k_{MIN}	2,033

$F_{b,Rd}$ (N)	21862

$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}}$	0,938

b) verifica piastra

VERIFICA PIASTRA (NTC08)



c = 2*tg30°*40 = 46 mm

dim bullone = 14 mm

Bisogna verificare che: $\frac{Ned}{Nt,Rd} \le 1$

Dati

A =	277	mm2
fyk =	235	N/mm2
ftk =	360	
Anet =	193	N/mm2
γMo =	1,05	
γM2 =	1,25	
Ned =	38000	kN

$$Nt,Rd = \min\begin{cases} Npl,Rd = \frac{A \cdot fyk}{\gamma Mo} = & 62023{,}91\ N \\ Nu,Rd = \frac{0{,}9 \cdot Anet \cdot ftk}{\gamma M2} = & 50058{,}81\ N \end{cases}$$

$$\frac{Ned}{Nt,Rd} = 0{,}759107$$

VERIFICATO

c) verifica saldatura

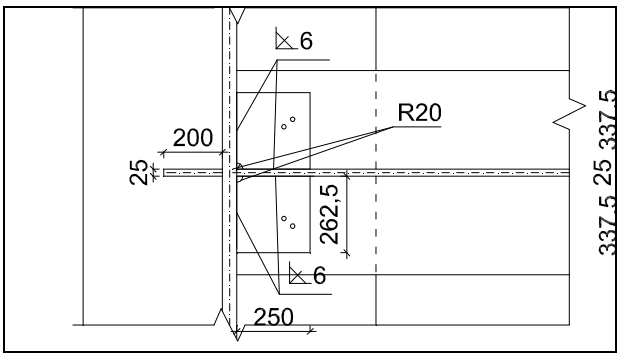


Figura 3-85: Particolare piastre controvento

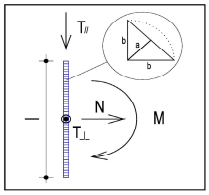
Supponendo cautelativamente tutto lo sforzo (S = 38000 kN) su una sola saldatura, a1 = 6 mm, avremo

Tparall = S*sin46° = 27400 kN

Tperpend = S*cos46° = 27400 kN

Sollecitazioni	
N (N)	0
$T_{//}$ (N)	27400
$T_{\perp}$ (N)	27400
M (Nmm)	0

Dati saldatura	
Acciaio	S235
b (mm)	6
l (mm)	80
n° cordoni	1
γ_{M2}	1,25
a (mm)	4,24



f_{yk} (N/mm²)	235
f_{tk} (N/mm²)	360

Acciaio	f_{yk} (N/mm²)	f_{tk} (N/mm²)	β_w	β_1	β_2
S235	235	360	0,8	0,85	1
S275	275	430	0,85	0,7	0,85
S355	355	510	0,9	0,7	0,85
S450	440	550			
S235 N/NL	275	390			
S355 N/NL	355	490	0,9		
S420 N/NL	420	520	1	0,62	0,75
S460 N/NL	460	540	1	0,62	0,75
S235 M/ML	275	370			
S355 M/ML	355	470	0,9		
S420 M/ML	420	520	1		
S460 M/ML	460	540	1		
S235 W	235	360	0,8		
S355 W	355	510	0,9		

Verifica con formula 4.2.76

$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \le 1$ con $F_{w,Rd} = a \cdot f_u/(\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$

β_w	0,8
$f_{vw,d}$ (N/mm²)	207,846
$F_{T//}$ (N/mm)	342,500
$F_{T\perp}$ (N/mm)	342,500

$F_{T\,TOT}$ (N/mm)	484,368
$F_{\perp\,N}$ (N/mm)	0,000
$F_{\perp\,M}$ (N/mm)	0,000
$F_{\perp\,TOT}$ (N/mm)	0,000

$F_{w,Ed}$ (N/mm)	484,368
$F_{w,Rd}$ (N/mm)	661,016

S/R	OK
0,549	

Verifica con formula 4.2.78 e 4.2.79

$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)} \le \beta_1 f_{yk}$

$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \le \beta_2 f_{yk}$

β_1	0,85
β_2	1
$t_{//}$ (N/mm²)	80,7280
$t_{\perp}$ (N/mm²)	80,7280

$n_{\perp\,N}$ (N/mm²)	0,0000
$n_{\perp\,M}$ (N/mm²)	0,0000
$n_{\perp}$ (N/mm²)	0,0000

$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{//}^2)}$	114,1667
$\beta_1 f_{yk}$	199,7500

S/R	OK
0,57	

$\lvert n_{\perp}\rvert + \lvert t_{\perp}\rvert$	80,7280
$\beta_2 f_{yk}$	235,0000

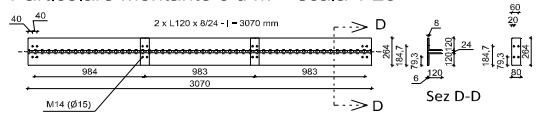
S/R	OK
0,34	

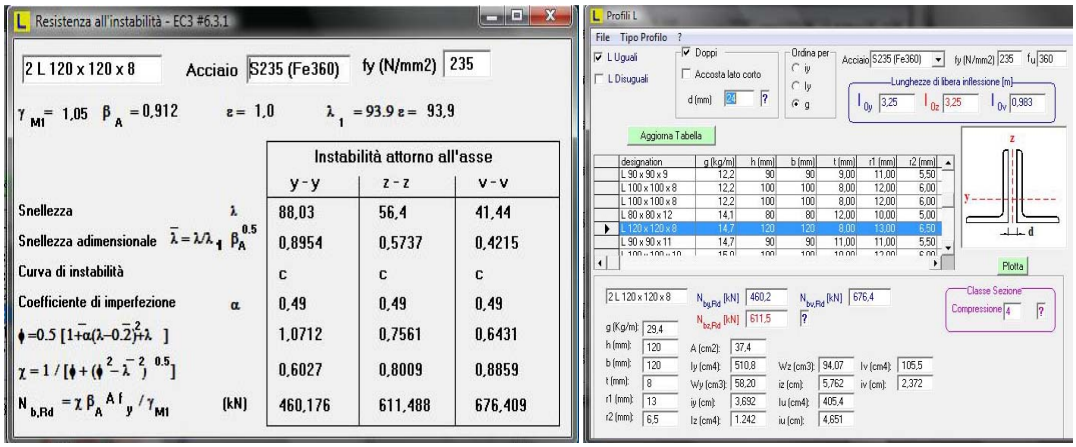
Asta compressa (montante esterno)

VERIFICA ASTA COMPRESA (NTC08)

t =	8 mm
s ≤ 3*t =	24 mm
ρ1min =	23,72 mm
se ical ≤ 50*ρ1min =	1186 mm
Ned =	26 kN
=>	verifica per asta compressa come se fosse asta semplice con Fe360

Particolare montante c.d.m. - scala 1:20





Nt,Rd =	460 kN	
$\frac{Ned}{Nt,Rd} =$	0,056522	VERIFICATO

3.6.2.6 Apparecchi d'appoggio

Gli apparecchi d'appoggio o dispositivi di vincolo (ddv) sono dispositivi che hanno l'obiettivo di trasmettere le forze senza spostamenti parassiti e/o permettere gli spostamenti senza forze parassite. Nella realtà non sarà mai così, in quanto nel primo caso si hanno spostamenti parassiti dovuti all'elasticità dei materiali e giochi vari (o tolleranze) mentre nel secondo caso avremo forze parassite prodotte dall'attrito [6]. Pertanto nella verifica di tali dispositivi bisogna effettuare una doppia verifica:

1. Verifica portata

Per effetto dei carichi elementari descritti nel relativo capitolo gli scarichi dell'impalcato sulle pile sono riassunti nel seguente prospetto:

SOLLECITAZIONI APPARECCHI DI APPOGGIO SINGOLO IMPALCATO					
	Tipo	F_v [KN]	$F_{y,long}$ [KN]	$F_{y,trasv}$ [KN]	n°
Pile 6 - 13	UL	3200	-	395	2
	M	3200	-	-	2
Pile 8 - 9	F_1	5650	379	377	2
	UT	5650	379	-	2
Pile 7-10-11-12	UL	5650	-	377	2
	M	5650	-	-	2

con

M = appoggio multi direzionale

UL = appoggio unidirezionale longitudinale

UT = appoggio unidirezionale trasversale

F = appoggio fisso

I dispositivi applicati vengono riportati nella successiva tabella con le relative caratteristiche [16]:

PORTATE APPARECCHI DI APPOGGIO SINGOLO IMPALCATO						
	Tipo		**F_v [KN]**	**$F_{y,long}$**	**$F_{y,trasv}$**	**n°**
Pile 6 - 13	ALGAPOT PNU	UL	6500	-	500	2
	ALGAPOT PNM	M	6500	-	-	2
Pile 8 - 9	ALGAPOT PN	F_1	6500	500	500	2
	ALGAPOT PNU	UT	6500	500	-	2
Pile 7-10-11-12	ALGAPOT PNU	UL	6500	-	500	2
	ALGAPOT PNM	M	6500	-	-	2

2. <u>Verifica spostamento massimo</u>

I ddv riportati nel catalogo ALGA [16] vengono forniti con le seguenti caratteristiche:

- Angolo di rotazione = ±10‰ (qualsiasi ddv)
- *Bx* determinato con l'escursione trasversale *ex* = ±1 cm (solo per multidirezionali)
- *By* determinato con l'escursione longitudinale *ey* = ±2,5 cm (multi direzionali e unidirez)

Per valori maggiori di ey bisogna utilizzare la seguente formula:

$$By = B+2*ey$$

pertanto bisogna fornire ai vari ddv una diversa lunghezza longitudinale *By* in funzione della distanza dal ddv fisso. Nella seguente tabella vengono riportati la *By* in corrispondenza delle diverse pile, considerando nel calcolo dello spostamento (come sarà fatto anche per i giunti) solo la quota della variazione di temperatura uniforme:

DATI		
L2 =	41	m
b =	650	mm
L4 =	164	m
α =	1,20E-05	
ΔT+ =	35	°C
ΔT- =	-12	°C

		ΔLΔT da 9 a 13	ΔLΔT per 8 e 9	ey tot	by = b+2*ey
	Li	α*ΔT+*L4	α*ΔT+*L2/2	mm	mm
pila 6	82	34,44	8,61	43,05	736,1
pila 7	41	17,22	8,61	25,83	701,66
pila 10	41	17,22	8,61	25,83	701,66
pila 11	82	34,44	8,61	43,05	736,1
pila 12	123	51,66	8,61	60,27	770,54
pila 13	164	68,88	8,61	77,49	804,98

Di seguito vengono riportati i particolari dei dispositivi relativi alla portata di 6500 kN ed alla *ey* di ±2,5 cm riportati dal catalogo, con le varie contropiastre e collegamenti ai pulvini ed alle travi:

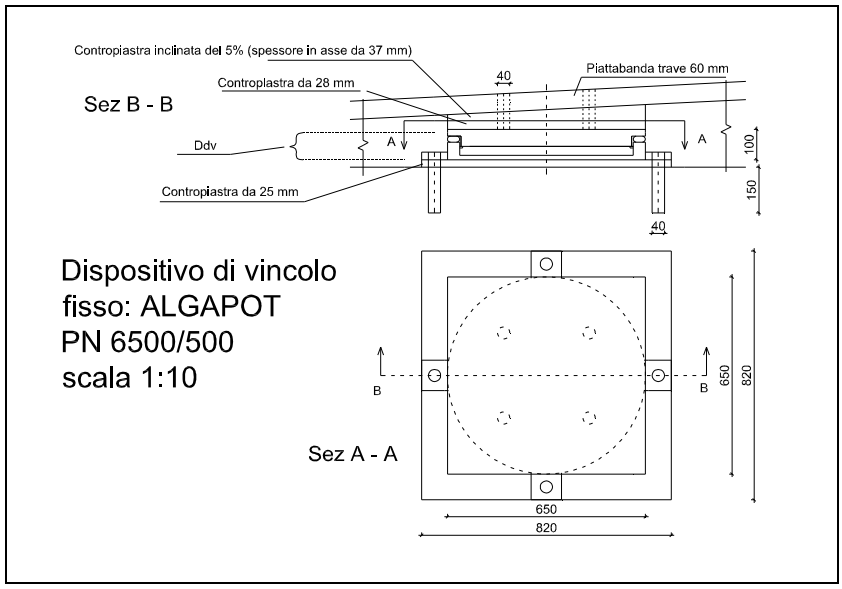


Figura 3-86: Particolare dispositivo di vincolo fisso

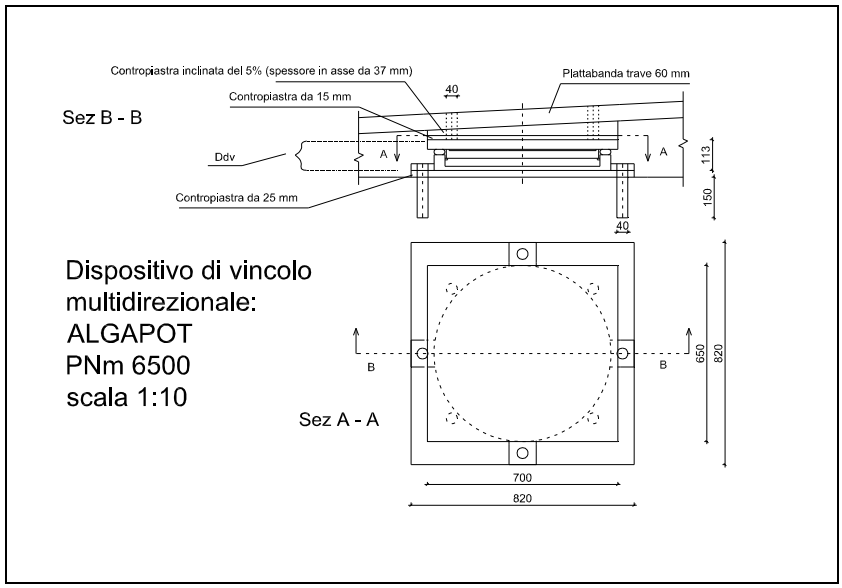


Figura 3-87: Particolare dispositivo di vincolo multidirezionale

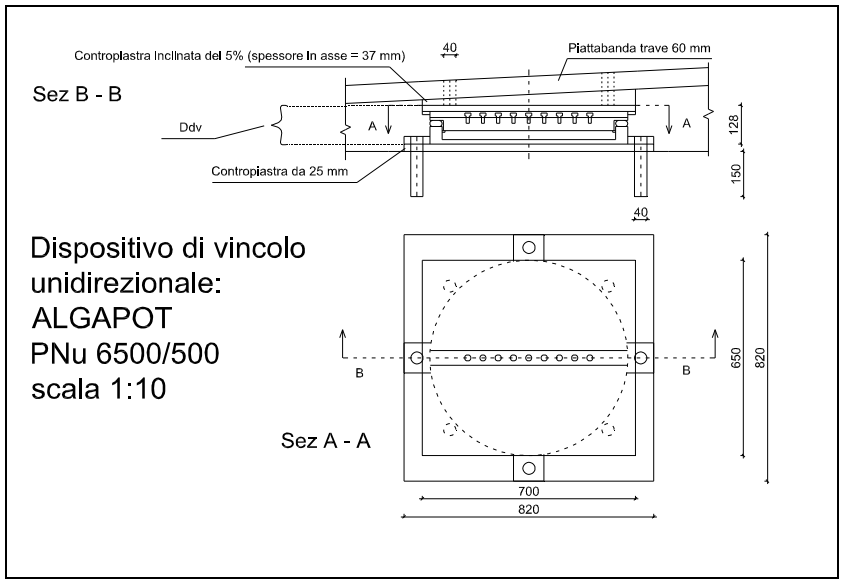


Figura 3-88: Particolare dispositivo di vincolo unidirezionale

3.6.2.7 Giunti di dilatazione

I giunti di dilatazione non hanno una funzione strutturale ma permettono ai mezzi di attraversare il vuoto in corrispondenza dell'interruzione dell'impalcato dove vengono scontate le dilatazioni termiche.

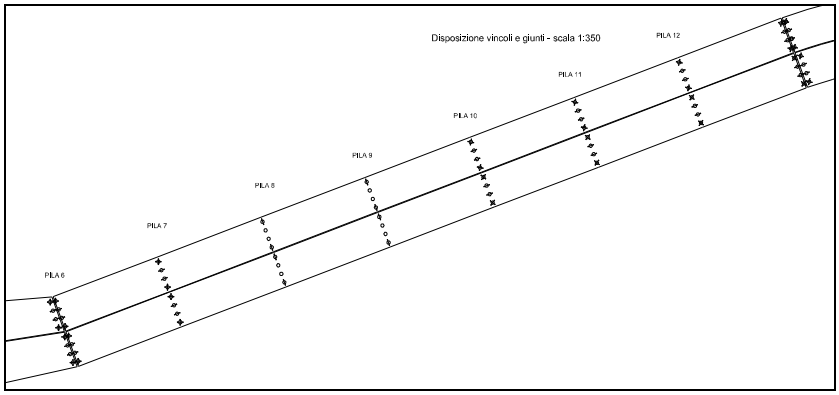


Figura 3-89: Layout dispositivi di vincolo 1 di 3

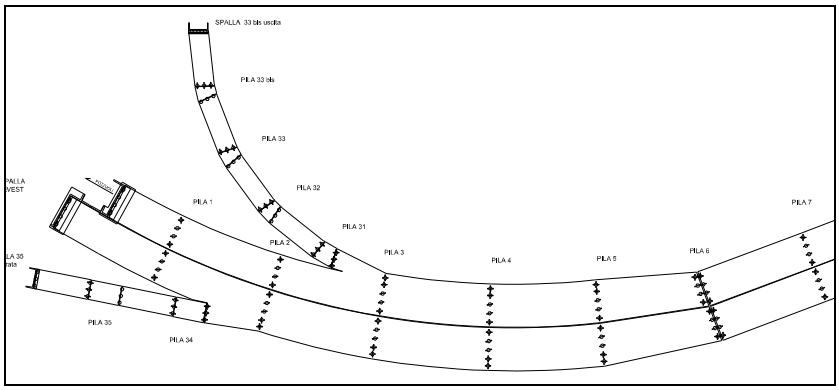


Figura 3-90: Layout dispositivi di vincolo 2 di 3

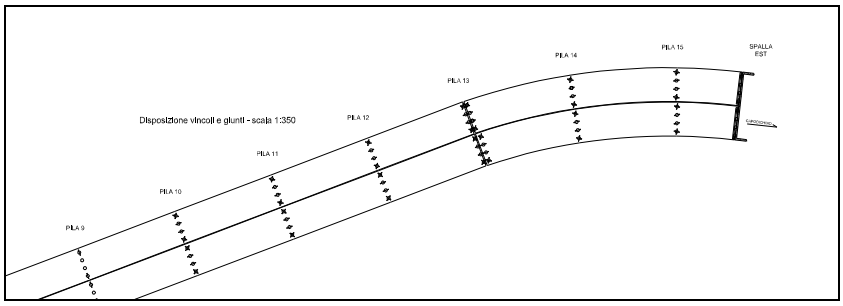


Figura 3-91: Layout dispositivi di vincolo 3 di 3

Il loro funzionamento è legato alla variabilità dimensionale di tale vuoto: c'è un movimento relativo tra i due piani viabili dovuto a variazioni termiche (uniformi e non), a ritiro e viscosità, ai carichi verticali e orizzontali. Questi in teoria generano 6 componenti di spostamento e rotazione, ma quelli prevalenti sono gli scorrimenti longitudinali dovuti alle variazioni termiche uniformi. Inoltre gli spostamenti all'estradosso (o all'intradosso) dovuti alla rotazione della sezione sono trascurabili per altezze del ponte fino a 3-4 m.

Essendo elementi di discontinuità, quindi soggetti ad usura, la tendenza attuale è quella di ridurre il numero di giunti per ridurre gli oneri di manutenzione ed anche, infine, per migliorare il confort degli utenti stradali. Questo, anche se comporta un aumento sensibile delle luci di dilatazioni e conseguentemente delle escursioni cui i pochi giunti presenti devono essere in grado di far fronte, si ottiene in pratica con due sole soluzioni, una tra cui è la soluzione adottata di trave continua.

In sostanza un giunto deve permettere le massime escursioni termiche ovvero quelle dovute sia alle variazioni termiche negative che positive e nel contempo stesso deve coprire il gap del vuoto, quest'ultimo di entità tale da permettere a sua volta le variazioni termiche positive.

La verifica dei giunti è stata eseguita considerando i seguenti dati:

- variazione uniforme di temperatura positiva $\Delta T+ = +35$ °C
- variazione uniforme di temperatura negativa $\Delta T- = -12$ °C
- un coefficiente d'espansione termica $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$
- gap iniziale a riposo di 50 cm

Nel calcolare l'escursione termica totale (positiva e negativa) si è tenuto conto, per il tratto curvilineo, della dilatazione determinata dalla disposizione radiale dei vincoli ed inoltre, cautelativamente, si è considerata l'ipotesi che le pile 8 e 9 abbiano una

rigidezza tale da permettere la completa dilatazione termica, quest'ultima vincolata nel modello del sap2000:

DATI		
L1 =	82	m
L2 =	20,5	m
L3 =	246,58	m
L4 =	164	m
L5 =	108,53	m
α =	1,20E-05	
ϕ1 =	29,9670	gradi
ϕ2 =	14,5918	gradi
ΔT+ =	35	°C
ΔT- =	-12	°C

		PILA 6	
		ΔT+	ΔT-
ΔLΔT da 8 a 6 =	α*ΔT*L1	34,44	-11,81
ΔLΔT per 8 e 9 =	α*ΔT*L2/2	4,31	-1,48
ΔLΔT da S.ov a 6 =	α*ΔT*L3/cosϕ	119,53	-40,98
	mm	158,27	-54,26

		PILA 13	
		ΔT+	ΔT-
ΔLΔT da 9 a 13	α*ΔT*L4	68,88	-23,62
ΔLΔT per 8 e 9	α*ΔT*L2/2	4,31	-1,48
ΔLΔT da 13 a S.est =	α*ΔT*L5/cosϕ	47,10	-16,15
	mm	120,2853	-41,24

Trattandosi di ponti a livelletta non orizzontale, con pendenza costante del 5%, ed adottando, come abbiamo già descritto, la soluzione della reazione vincolare verticale (Figura 3-92), bisogna adottare in tali casi opportuni giunti escludendo a priori i giunti metallici a "pettine". Questi, utilizzabili nella seconda soluzione, in tal caso potrebbero provocare un pericoloso ostacolo al movimento delle ruote in presenza del dislivello Δh sul piano viabile, generato delle punte.

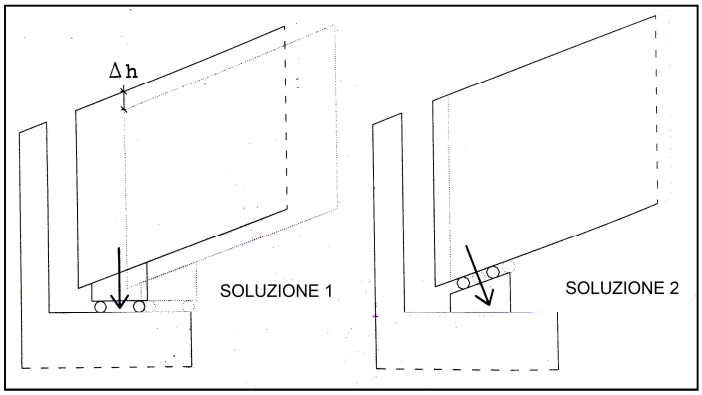


Figura 3-92: Disposizione appoggio per livellette inclinate

Pertanto per soddisfare queste escursioni termiche ΔL e per coprire il gap a riposo, è stato adottanto il seguente giunto metallico sia in corrispondenza della pila 6 che della pila 13 [17]:

- giunto tipo ALGA TM960

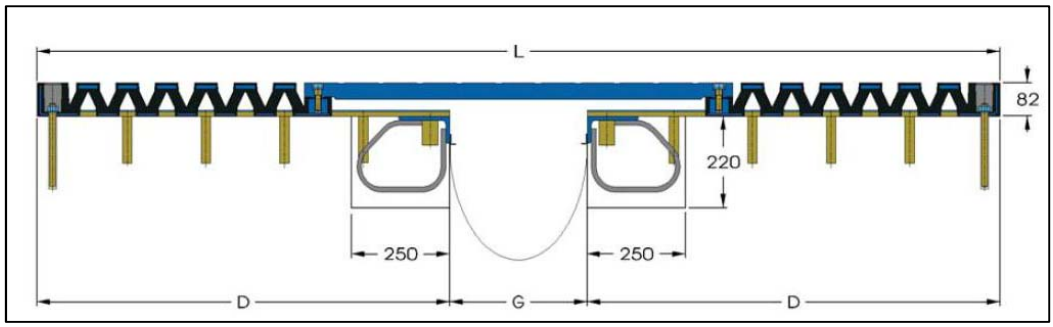


Figura 3-93: Sezione trasversale giunto di dilatazione

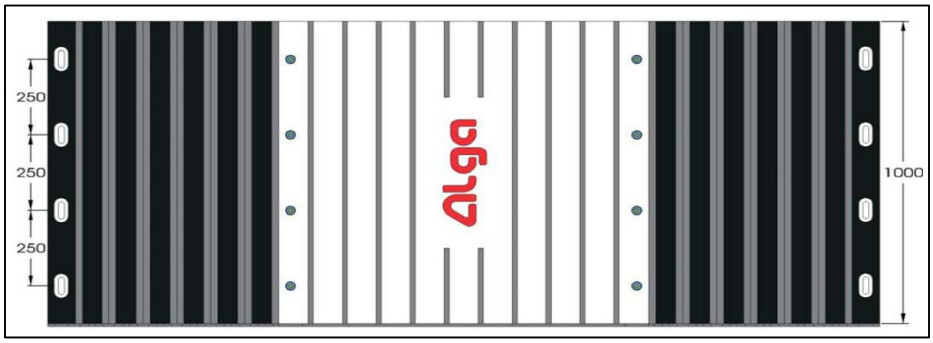


Figura 3-94: Planimetria giunto di dilatazione

TIPO *TYPE*	TM960	TM1120	TM1280	TM1440	TM1600
Larghezza *Width* L	2530	2890	3250	3610	3970
Fenditura *Gap* G	540	620	700	780	860
Dimensione *Dimension* D	995	1135	1275	1415	1555
N. di Moduli *Modules No.*	6+6	7+7	8+8	9+9	10+10
MOVIMENTO *MOVEMENT*	960mm	1120mm	1280mm	1440mm	1600mm

Figura 3-95: Caratteristiche tecniche giunto

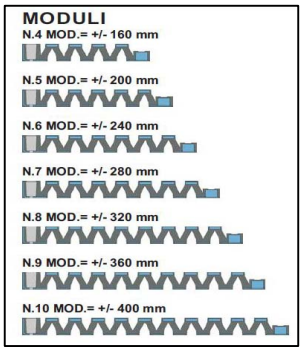


Figura 3-96: Moduli giunto

In corrispondenza del giunto, come per l'adiacente pavimentazione, è richiesta l'impermeabilità. Quest'ultima viene assicurata dal produttore stesso tramite un'opportuna scossalina (Figura 3-93).

4 L'ADEGUAMENTO SISMICO

La protezione sismica delle strutture rappresenta uno dei più interessanti obiettivi degli ingegneri strutturali, allo scopo di minimizzare i danni alle costruzioni e di salvare vite umane in caso di terremoti di elevata intensità.

In presenza di costruzioni esistenti, ci viene in aiuto la normativa nazionale (NTC08) e la relativa circolare (617 del 2009), le quali dedicano un'intero capitolo sulle medesime, rispettivamente il cap.8 e il cap. C8. In essi vengono definiti i criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, esecuzione e collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti fornendo nello stesso tempo la definizione di struttura esistente (§8.1 e §C8.1).

Mentre al §8.3 la norma definisce i casi in cui bisogna effettuare la "valutazione della sicurezza" (riduzione capacità resistente, errori di progetto o di costruzioni, cambio destinazione d'uso, interventi non strutturali che incidono sullo SLU ed infine interventi strutturali come sopraelevazioni, ampliamento della costruzione, variazione di classe e/o destinazione d'uso), al §C8.3 viene definita la stessa come un procedimento quantitativo volto a:

> - *stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC, oppure*
>
> - *a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.*

Eseguita la valutazione della sicurezza, il successivo passo è quello di stabilire se l'uso della costruzione possa continuare senza interventi, se l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio destinazione d'uso e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso) o se sia necessario eseguire un intervento per aumentare o ripristinare la capacità resistente.

La stessa norma prescrive e descrive [§8.4 e §C8.4] le categorie di intervento che possono essere eseguite sull'esistente e che vengono riportate in breve di seguito:

- *Interventi di adeguamento atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme;*
- *Interventi di miglioramento atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere livelli richiesti dalle presenti norme*
- *Riparazioni e interventi locali che interessano elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.*

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU e piu precisamente SLV o in alternatica SLC [8.3 - NTC].

Il modello utilizzato per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal progettista caso per caso, visto le molteplici situazioni concretamente riscontrabili nelle costruzioni esistenti, in relazione del comportamento strutturale e tenendo conto di quelle che vengono definite “procedure” o “passaggi fondamentali” per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti. Tali passaggi sono individuati nell’analisi storica-critica, nel rilievo geometrico-strutturale, nella caratterizzazione meccanica dei materiali, nella definizione dei livelli di conoscenza e dei conseguenti fattori di confidenza, nella definizione delle azioni ed infine nella relativa analisi strutturale [§8.5 NTC 08 e §C8.5 circolare].

Al punto §C8A.8.3 vengono invece riportate indicazioni aggiuntive relative ai ponti esistenti, infatti prevede: “*Nel caso di interventi antisismici, si effettueranno preferibilmente gli interventi di adeguamento, considerati più appropriati per le strutture da ponte, in quanto il raggiungimento dei livelli di sicurezza previsti per l’adeguamento non risultano, generalmente, molto più costosi di quelli che conseguono livelli inferiori della sicurezza. È evidente, peraltro, che l’opportunità di conseguire un livello di sicurezza per quanto possibile uniforme su un ramo di una rete di trasporto, del quale il ponte in esame fa parte, e l’eventuale limitata disponibilità di fondi disponibili possono rendere accettabile l’assunzione di livelli di sicurezza inferiori, ma uniformi, per tutti gli elementi critici del ramo o della rete, e dunque l’adozione del miglioramento antisismico, fermo restando l’obbligo della verifica del livello di sicurezza raggiunto con l’intervento*”.

Di regola (§C8A.8.4), a meno che non ostino condizioni particolari, il livello di conoscenza da perseguire nel caso dei ponti esistenti è quello massimo (LC3: conoscenza accurata), a cui corrisponde un fattore di confidenza FC=1 ed un qualsiasi metodo di analisi (ved tabella C8A.1.2), esclusa l'analisi statica non lineare nel caso di costruzioni isolate [§7.10.5.3 - NTC08]. In generale tale livello di conoscenza è riferito alle strutture di sostegno degli impalcati (pile e spalle), mentre per questi ultimi è sufficiente la verifica del loro buono stato di conservazione, anche senza rilevazioni sperimentali se ritenute non necessarie dal progettista. Per i ponti inoltre è molto importante una caratterizzazione geotecnica (stratigrafia e parametri meccanici) adeguata allo svolgimento delle verifiche delle spalle (spinta retrostante) e delle fondazioni (ved. capitolo verifiche).

I valori delle caratteristiche dei materiali da utilizzare nel modello (modulo elastico) sono i valori medi derivanti dalla documentazione disponibile e dalle ulteriori indagini effettuate [§ C8A.8.5 - NTC 2008].

In generale si distinguono tre livelli di conoscenza e più precisamente:

- LC1 conoscenza limitata
- LC2 conoscenza adeguata
- LC3 conoscenza accurata

Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e *limitate* verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e *limitate* prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Nella precedente tabella dalla definizione della geometria, dei dettagli costruttivi e delle proprietà dei materiali si determina il livello di conoscenza, grazie al quale a sua volta si determina il metodo di analisi e il fattore di confidenza da utilizzare nei materiali insieme ai coefficienti di sicurezza. Si noti che mentre per i dettagli

costruttivi e le proprietà si accettano livelli crescenti di approfondimento, per la geometria si richiede che il rilievo sia compiuto in maniera quanto più completo e dettagliato possibile.

La stessa norma definisce i termini “visivo” e “completo” per il rilievo geometrico, “limitato”, “estensivo”, “esaustivo” per i dettagli costruttivi e i materiali ed indica nelle tabella C8A.1.3 le modalità per raggiungere tali livelli.

I fattori di confidenza modificheranno, così, i parametri di capacità utilizzandoli come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello.

Nel presente lavoro, la documentazione in possesso ed utilizzata come base di partenza, ha permesso di applicare quello che viene definito un livello di conoscenza accurato LC3. La relazione consultata conteneva i dati originari oltre ai risultati delle esaustive indagini diagnostiche sulla struttura, mentre dai disegni esecutivi si è potuto avere un rilievo completo e generale dell’intera struttura in termini geometrici e di dettagli costruttivi (quantità e disposizione delle armature, passo delle staffe e loro chiusura).

4.1 La progettazione sismica

In linea generale, per raggiungere la protezione sismica, sia che si tratta di costruzioni nuove che esistenti, si possono seguire diverse “*strategie di progettazione antisismica*” e soprattutto i seguenti “*criteri generali”* [18]:

- Ricercare la formazione di un meccanismo dissipativo “stabile”, ovvero un meccanismo con cicli d’isteresi che non degradano al ripetersi dei cicli. Ciò si ottiene, in base alla strategia scelta, mediante l’uso di idonei dispositivi o con la cosiddetta “gerarchia delle resistenze”. In quest’ultimo caso si privilegia una resistenza piuttosto che un’altra; esiste una certa dualità con gli edifici, nel senso che se negli edifici il principio base è “colonna forte-trave debole”, per i ponti vige il contrario “colonna debole-trave forte”. La norma al punto 7.9.2 (NTC 2008) prescrive: “*La struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che, sotto l’azione sismica di progetto per lo SLV,*

essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile, nel quale la dissipazione sia limitata alle pile o ad appositi apparecchi dissipativi".

- Concentrare la dissipazione nelle pile o in appositi apparecchi dissipativi.
- Coinvolgere il maggior numero possibile di pile (in genere l'elemento vulnerabile nei ponti), quindi ridondanza e ridistribuzione, favorendo comportamenti di tipo flessionale ed evitando rotture per taglio.
- Devono rimanere elastici: impalcato, dispositivi di vincolo, spalle, strutture di fondazione, terreno.
- Limitare gli spostamenti relativi tra le diverse parti (continuità della risposta strutturale), escludendo fenomeni di martellamento o di perdita dell'appoggio. Questi sono le cause di dissesto dei ponti nella stragrande maggioranza dei casi, infatti la travata non si rompe mai se non per perdita degli appoggi e/o rotture delle pile.
- Scegliere opportunamente lo schema statico, preferendo schemi iperstatici (attenzione però ai cedimenti di fondazione)

Per quanto riguarda le strategie di progettazione, sono elencate qui di seguito e possono essere classificate in funzione al tipo di controllo che la struttura ha nei confronti del sisma:

- Controllo passivo:
    A. Strategie che NON modificano l'azione sismica
        A1 – Strategia classica (cerniere plastiche)
        A2 – Strategia dei vincoli supplementari (dispositivi viscosi shock transmitters)
    B. Strategie che modificano l'azione sismica
        B1 – Strategia del periodo proprio (isolatori)
        B2 – Strategia della soglia plastica (dissipatori)
- Controllo attivo
- Controllo semiattivo

Per controllo passivo si intende che la struttura, posta a valle del sisma (modificato o meno), incassa quest'ultimo in maniera passiva creando nella struttura l'output in forma di sollecitazioni e spostamenti.

Nel caso “passivo A” abbiamo infatti:

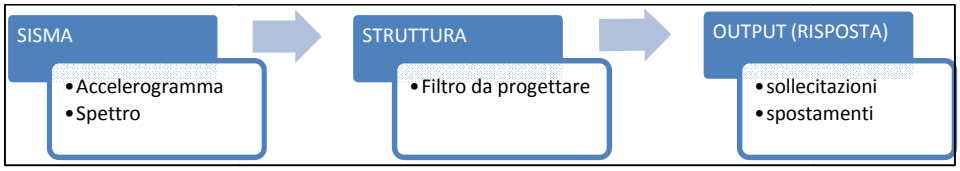


Figura 4-1: Controllo passivo di tipo A

Nel caso “passivo B” mediante un pre-filtro tra sisma e struttura, modifichiamo l’azione prima che venga incassata dalla stessa struttura, creando sollecitazioni e spostamenti diversi dal caso sopra:

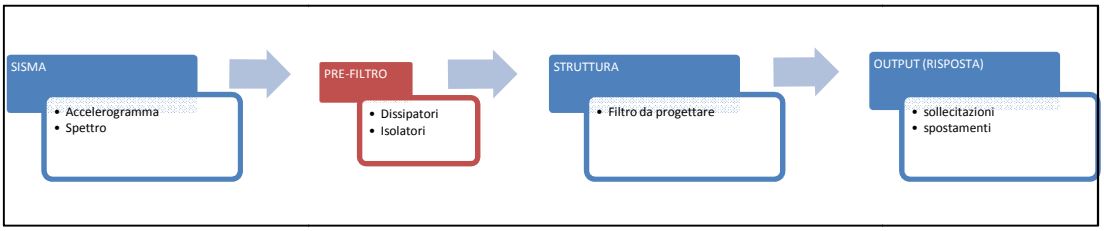


Figura 4-2: Controllo passivo di tipo B

Come prescrive la circolare al punto C7.10.1 per la strategia del periodo proprio: *“è essenzialmente finalizzata a limitare l’energia in ingresso attraverso isolatori collocati tra la porzione di costruzione da proteggere e quella solidale al terreno”*, mentre per la strategia della soglia plastica: *“consente di dissipare parte dell’energia in ingresso attraverso meccanismi di dissipazione controllata in appositi dispositivi collocati all’interno della struttura o colleganti strutture contigue.*”

Nel caso attivo, invece, la risposta è “reattiva” nel senso che tramite un feedback si va a modificare l’input del sisma. Un esempio di controllo attivo viene usato nelle passerelle pedonali o negli edifici alti dove un “attuatore” reagisce con una spinta opposta al movimento in modo da bilanciare le oscillazioni dovute al vento o ai pedoni (per le passerelle pedonali).

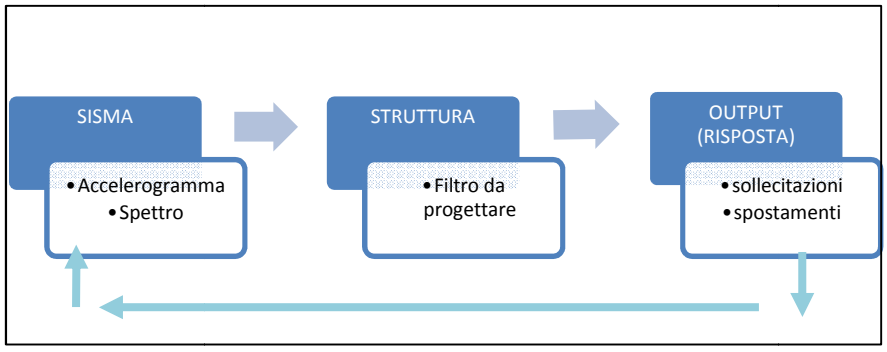


Figura 4-3: Controllo attivo

Il caso semi-attivo è un sistema che usa entrambi i controlli attivi e passivi, definiti precedentemente, ed in pratica si colloca in una via di mezzo dei precedenti.

Il caso attivo e il semi-attivo attualmente sono poco diffusi in Italia.

La "strategia classica" prevede, come avviene anche per gli edifici, una certa solidarizzazione tra impalcato e pile. Tale strategia prevede la ricerca di un meccanismo cinematico mediante la formazione di cerniere plastiche, applicando la gerarchia delle resistenze e con particolare attenzioni ai dettagli costruttivi. Mentre negli edifici si ricerca la plasticizzazione flessionale delle travi evitando rotture di tipo fragile delle stesse (a taglio) e le rotture delle pile, per i ponti si invertono i ruoli e si concentra l'attenzione delle cerniere plastiche sulle pile anziché sulle travi, ovvero gli elementi vulnerabili (e resistenti) al sisma per queste strutture.

In tal caso la pila diventa elemento resistente per le azioni statiche e per le azioni dinamiche/impulsive. Gli obiettivi da raggiungere sono:

- Struttura iperstatica (quanto più possibile).
- Massimizzare il numero di pile coinvolte
- Favorire meccanismi flessionali piuttosto che a taglio

La scelta dello schema statico, in tale strategia, diventa l'elemento essenziale e il punto cruciale per raggiungere gli obiettivi descritti. Come si può facilmente capire, non s'incontrano particolari problemi quando abbiamo pile della stessa altezza e il problema si affronta nello stesso modo degli edifici.

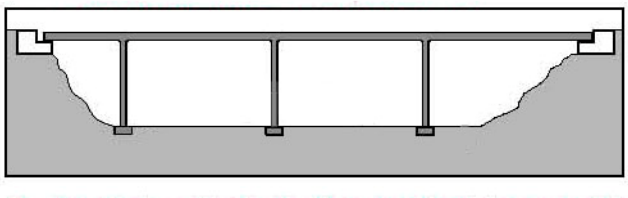


Figura 4-4: Caso pile con altezze uguali

Particolare attenzione va posta quando le pile, invece, sono di diversa altezza e rigidezze non uniformi, come nella Figura 4-5- caso 1. In tal caso è bene trovare una soluzione alternativa (soluz 2 o 3) dove si ha il distacco della pila più rigida dal resto degli elementi resistenti. La prima risulta essere una pessima soluzione mentre le altre due rispettivamente sufficiente (difficile la determinazione degli spostamenti, difficile

evitare i fenomeni di martellamento, difficile esecuzione dello schema gerber) e buona (in quanto le pile incassano all'incirca la stessa azione).

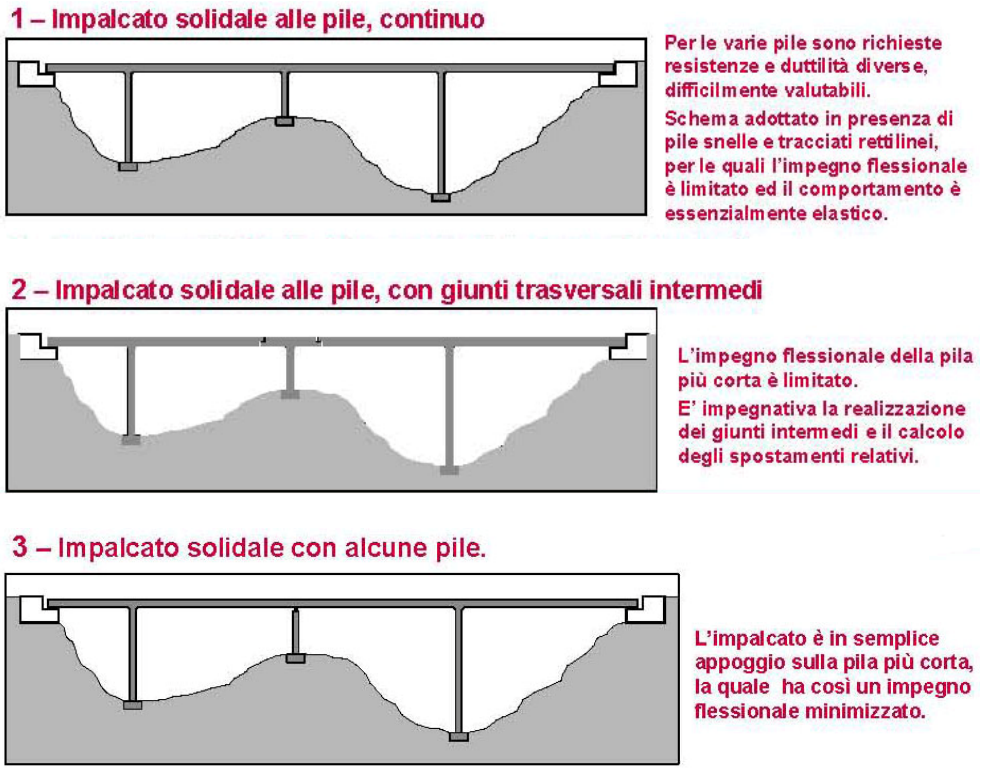


Figura 4-5: Caso 1, 2 e 3

Un'altra buona soluzione è il caso 4, dove le pile incassano le azioni verticali e le azioni sismiche proprie. Per contro abbiamo problemi nel far incassare tutta l'azione sismica alla spalla, non tanto per la spalla in se quanto per le fondazioni. In tal caso ci dovremmo aspettare un impegno flessionale delle pile minore, quindi minori sollecitazioni ma spostamenti maggiori.

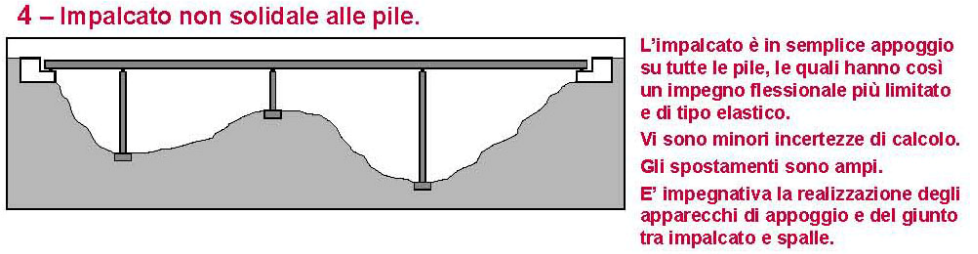


Figura 4-6: Caso 4

Un'altra soluzione alternativa, per ovviare il problema delle pile tozze, è quella seguente dove viene previsto una fondazione a pozzo per la pila di riferimento, con lo scopo di uniformare le altezze e quindi le rigidezze delle pile.

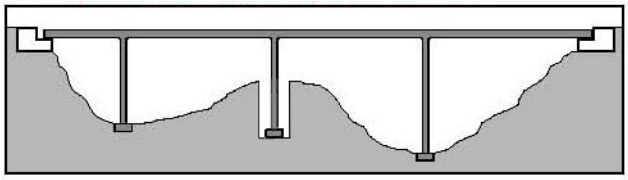


Figura 4-7: Soluzione con fondazione a pozzo

Per quanto riguarda le altre strategie (A2, B1, B2) esse si attuano mediante l'uso di appositi dispositivi definiti in generale "dispositivi antisismici".

La normativa italiana al punto § 11.9 e § 11.9.1 - NTC 2008 definisce dapprima i dispositivi antisismici e poi descrive, in generale, le diverse tipologie:

"Per dispositivi antisismici si intendono gli elementi che contribuiscono a modificare la risposta sismica di una struttura, ad esempio incrementando il periodo fondamentale della struttura, modificando la forma dei modi di vibrare fondamentali, incrementando la dissipazione di energia, limitando la forza trasmessa alla struttura e/o introducendo vincoli permanenti o temporanei che migliorano la risposta sismica."

"In generale, ai fini della presente norma, si possono individuare le seguenti tipologie di dispositivi:

Dispositivi di vincolo temporaneo: questi dispositivi sono utilizzati per obbligare i movimenti in uno o più direzioni secondo modalità differenziate a seconda del tipo e dell'entità dell'azione. Si distinguono in :

> *Dispositivi di vincolo del tipo "a fusibile". Caratterizzati dall'impedire i movimenti relativi fra le parti collegate sino al raggiungimento di una soglia di forza oltre la quale, al superamento della stessa, consentono tutti i movimenti. Abitualmente sono utilizzati per escludere il sistema di protezione sismica nelle condizioni di servizio, consentendone il libero funzionamento durante il terremoto di progetto, senza modificarne il comportamento.*
>
> Un esempio (ed in seguito ne vedremo altri della stessa azienda presa a riferimento [19]) è il dispositivi della FIP-INDUSTRIALE della serie SR il quale permette i movimenti al superamento della soglia, grazie alla rottura di un elemento sacrificale.

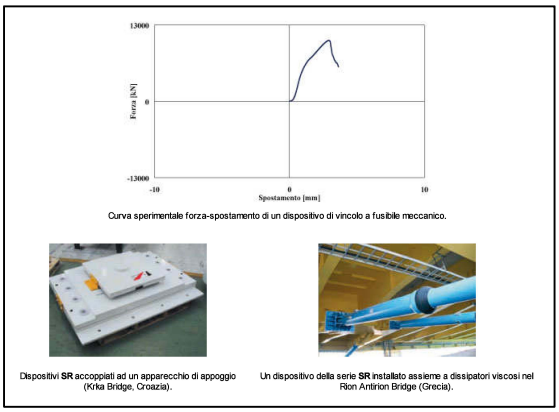


Figura 4-8: Dispositivo serie SR – FIP INDUSTRIALE

<u>Dispositivi (dinamici) di vincolo provvisorio.</u> Caratterizzati dalla capacità di solidarizzare gli elementi che collegano, in presenza di movimenti relativi rapidi, quali quelli sismici, e di lasciarli liberi, o quasi, in presenza di movimenti relativi lenti imposti o dovuti ad effetti termici.

I dispositivi di vincolo dinamico, noti anche con il nome di shock transmitters**,** hanno un comportamento tipico come quello riportato in Figura 4-9. Essi sono quindi utilizzati nei casi in cui è opportuno che il comportamento strutturale sia diverso per le azioni di servizio e per quelle sismiche o dinamiche. Sono dispositivi cilindro/pistone in cui la laminazione di un fluido siliconico attraverso un idoneo circuito idraulico permette i movimenti relativi o la solidarizzazione della struttura. Essi vengono definiti dalla FIP-INDUSTRIALE dissipatori di vincolo dinamico OT, e si differenziano dagli OTP (chiamati dissipatori viscosi che vedremo più avanti) per l'area d'isteresi che rappresenta la dissipazione.

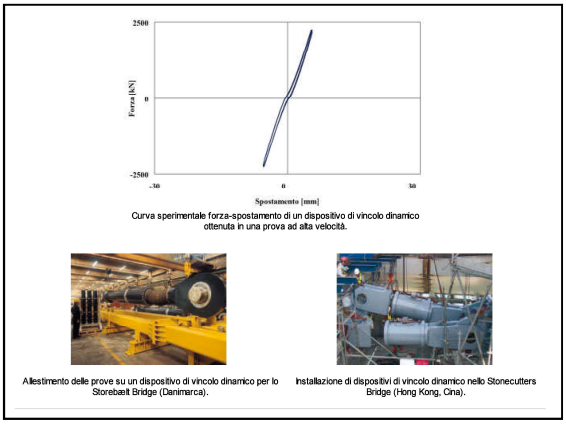


Figura 4-9: Dispositivo shock trasmitters – FIP INDUSTRIALE

Dispositivi dipendenti dallo spostamento, a loro volta suddivisi in:

Dispositivi a comportamento lineare o "Lineari". Caratterizzati da un legame forza spostamento sostanzialmente lineare, fino ad un dato livello di spostamento, con comportamento stabile per il numero di cicli richiesti e sostanzialmente indipendente dalla velocità; nella fase di scarico non devono mostrare spostamenti residui significativi.

Dispositivi a comportamento non lineare o "Non Lineari". Caratterizzati da un legame forza-spostamento non lineare, con comportamento stabile per il numero di cicli richiesti e sostanzialmente indipendente dalla velocità.

Figura 4-10: Dispositivi dipendenti dallo spostamento – FIP INDUSTRIALE

I dissipatori viscoelastici elastomerici della serie EVED sono costituiti da uno o più strati in mescola elastomerica ad alto smorzamento, ossia caratterizzata da smorzamento viscoso equivalente 15÷20% alla deformazione di taglio del 100%.

Solitamente sono utilizzati come componenti di controventi dissipativi in edifici intelaiati; gli strati di elastomero possono essere disposti sia sul piano verticale che orizzontale

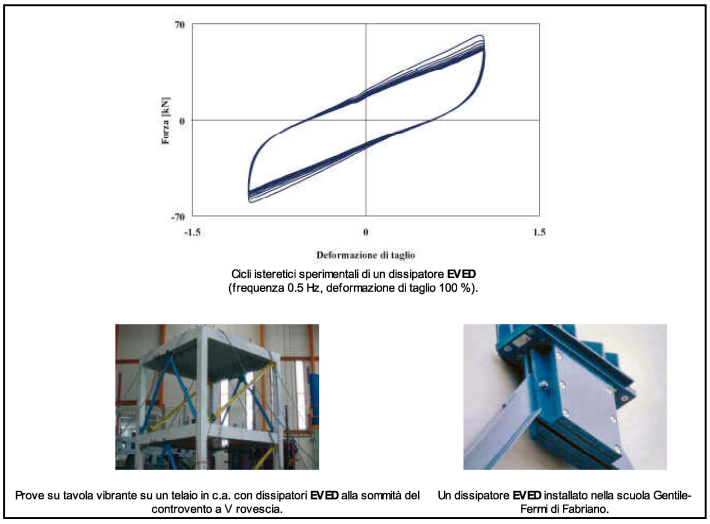


Figura 4-11: Dispositivo EVED – FIP INDUSTRIALE

I dissipatori isteretici in acciaio sfruttano la plasticizzazione di elementi in acciaio di forma opportuna, progettata per garantire un comportamento ciclico stabile. Essi hanno un comportamento di tipo plastico in grado di trasmettere una forza pressoché costante indipendentemente dallo spostamento. Si tende in tal modo a limitare le forze e l'energia trasmesse alla sovrastruttura. Durante l'azione dinamica gran parte dell'energia viene dissipata sotto forma di calore. Ovviamente è importante il controllo degli spostamenti. La dissipazione avviene secondo diversi meccanismi: a flessione, a torsione, a sforzo normale, etc. Nei ponti è più diffuso quello a flessione.

Gli elementi a falce di luna e a piolo sono i più usati per i ponti, mentre i dissipatori isteretici assiali ad instabilità impedita (BRAD) sono i più usati come controventi dissipativi negli edifici.

Per i ponti, i dissipatori isteretici in acciaio possono essere combinati con dispositivi di vincolo dinamico.

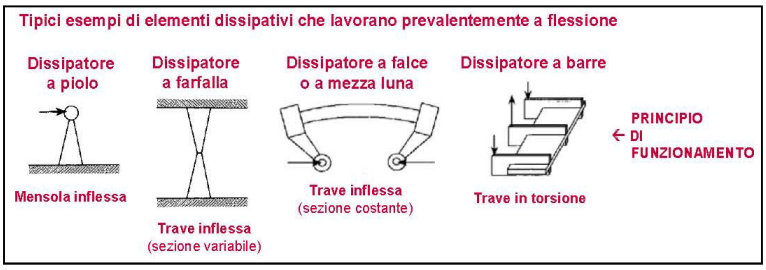


Figura 4-12: Dispositivi dissipativi 1/6

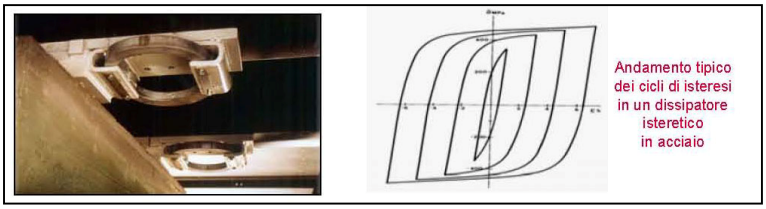


Figura 4-13: Dispositivi dissipativi 2/6

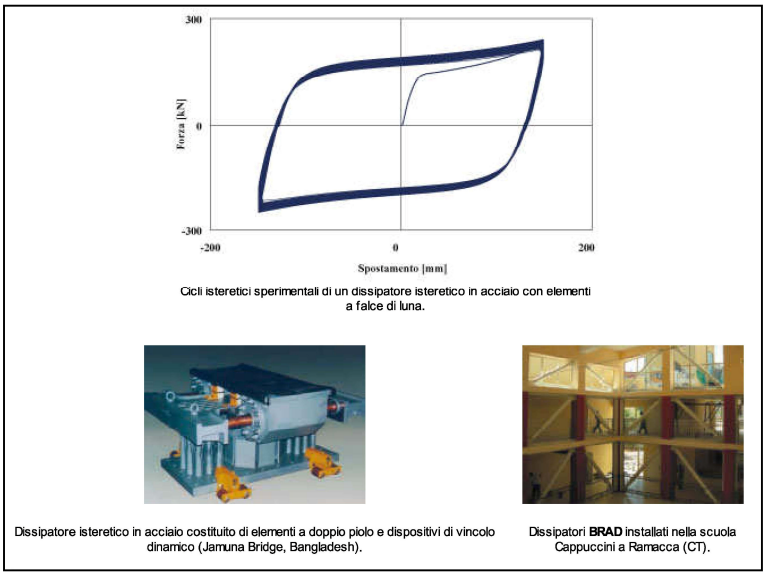


Figura 4-14: Dispositivi dissipativi 3/6

Figura 4-15: Dispositivi dissipativi 4/6

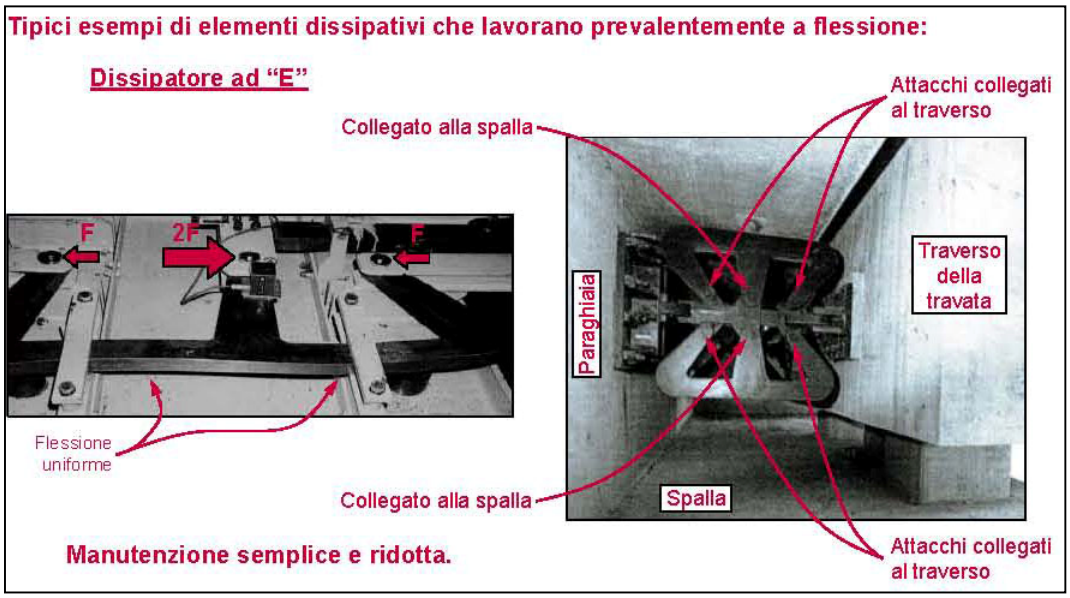


Figura 4-16: Dispositivi dissipativi 5/6

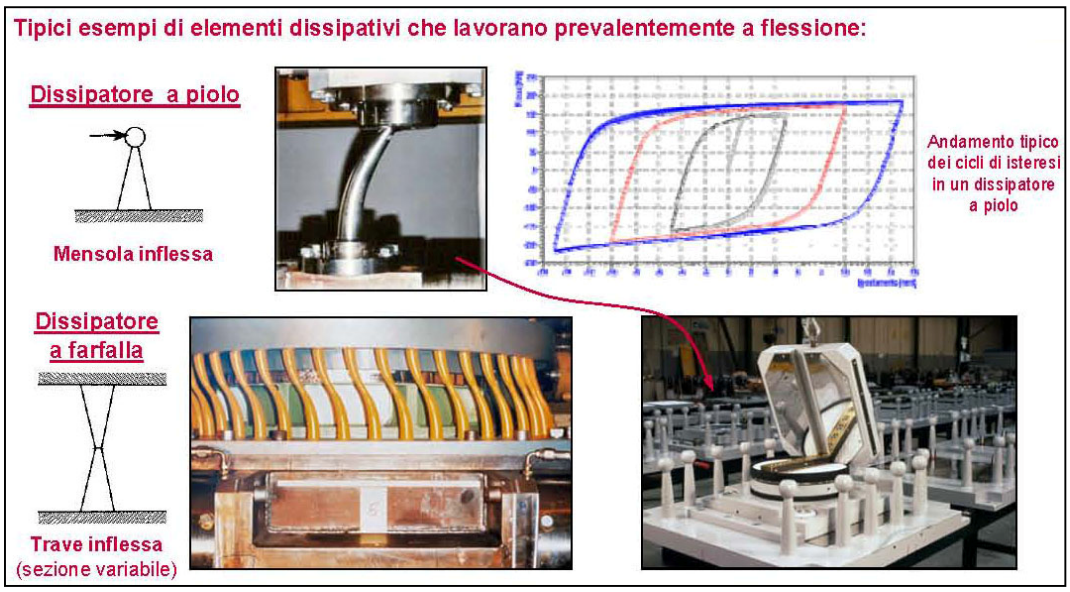


Figura 4-17: Dispositivi dissipativi 6/6

I dispositivi elastici della serie NE (buffers) sono dispositivi assiali a doppio effetto costituiti da una serie di dischi in elastomero interposti tra piastre in acciaio. Una serie di barre collega le piastre alle estremità di ancoraggio e fa sì che i dischi lavorino a compressione, qualsiasi sia il verso dello spostamento.

I dispositivi elastici sono solitamente usati nei ponti in corrispondenza di una spalla e/o tra impalcati adiacenti, a cavallo dei giunti.

Il legame costitutivo è praticamente elastico non lineare incrudente.

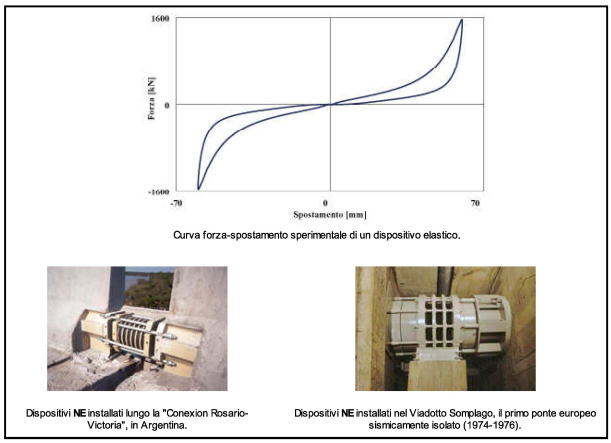


Figura 4-18: Dispositivi NE

I dispositivi in lega a memoria di forma SMAD sono dispositivi assiali di vincolo che sfruttano le proprietà superelastiche delle leghe a memoria di forma, contenenti nichel e titanio (altissima resistenza alla corrosione superiore all'acciaio inox), utilizzate sotto forma di fili di piccolo diametro.

La curva forza-spostamento, caratterizzata da uno o più "plateaux" (tratti in cui la forza rimane pressoché costante all'aumentare dello spostamento), consente agli SMAD di limitare la forza massima trasmessa alla struttura a cui sono connessi. Il ramo di scarico leggermente inferiore a quello di carico permette di dissipare energia. Sono caratterizzati anche da un'elevata capacità ricentrante. [19]

Gli SMAD sono particolarmente adatti per il collegamento tra gli orizzontamenti e le pareti di un edificio, soprattutto in muratura, in sostituzione dei tradizionali tiranti in acciaio, al fine di evitare il collasso per ribaltamento delle pareti fuori dal loro piano a causa delle azioni orizzontali indotte dal sisma [18].

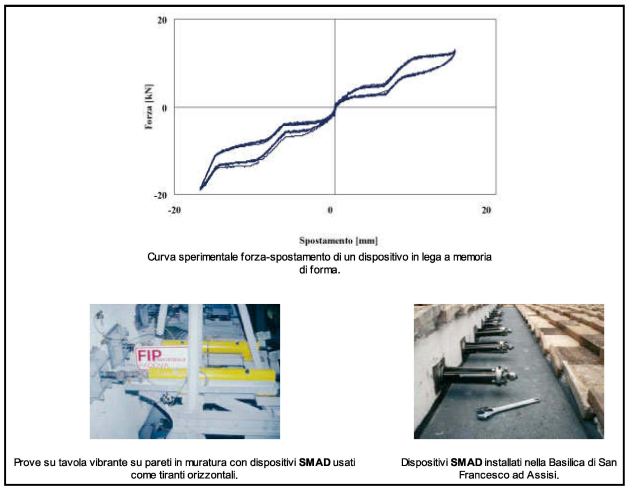


Figura 4-19: Dispositivi SMAD

I dispositivi ad estrusione di piombo hanno uno stelo sagomato che viene avvolto da piombo. Lo stelo muovendosi deforma il piombo e dissipa energia. Tali dispositivi non hanno una grande portata pertanto il costo tende ad aumentare con il numero dei dispositivi utilizzati.

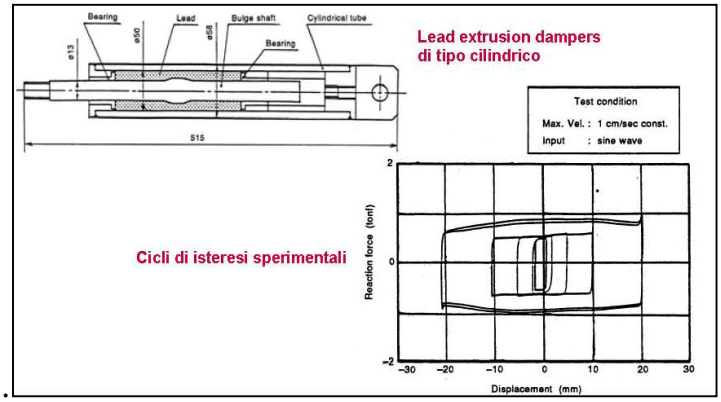


Figura 4-20: Dispositivi ad estrusione di piombo

Dispositivi dipendenti dalla velocità detti anche Dispositivi a comportamento viscoso o "Viscosi": caratterizzati dalla dipendenza della forza soltanto dalla velocità o da velocità e spostamento contemporaneamente; il loro funzionamento è basato sulle forze di reazione causate dal flusso di un fluido viscoso attraverso orifizi o sistemi di valvole.

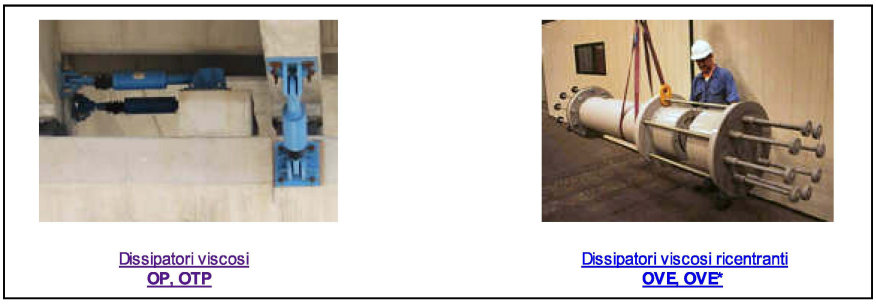


Figura 4-21: Dispositivi viscosi OP, OPT, OVE

I dissipatori viscosi della serie OP **e** OTP sono dispositivi cilindro/pistone in cui la laminazione di un fluido siliconico attraverso un idoneo circuito idraulico permette la dissipazione di energia. I movimenti relativi tra i due attacchi provoca il movimento del fluido da una camera all'altra.

Hanno una elevata capacità dissipativa pertanto sono da preferirsi rispetto ad altri dissipatori e sono insostituibili per azioni dinamiche ad alto numero di cicli come il vento.

L'OTP, a differenza dell'OP, consente le dilatazioni termiche, ritiro, fluange senza un'apprezzabile resistenza.

Il tipico legame costitutivo forza-velocità che ne risulta è non lineare, cioè $F=F0+Cv^{\alpha}$, dove F0 è la forza di precarica, F è la forza, C è la costante di smorzamento, v è la velocità, e α è un coefficiente che caratterizza il comportamento infatti in base al valore riproduce l'OTP (se α =2) oppure l'OP (se α =0.15). La forza di precarica impedisce ogni spostamento per forze applicate inferiori a F0 ovvero carichi orizzontali di servizio (frenamento, vento) (ved. sopra il legame per OTP).

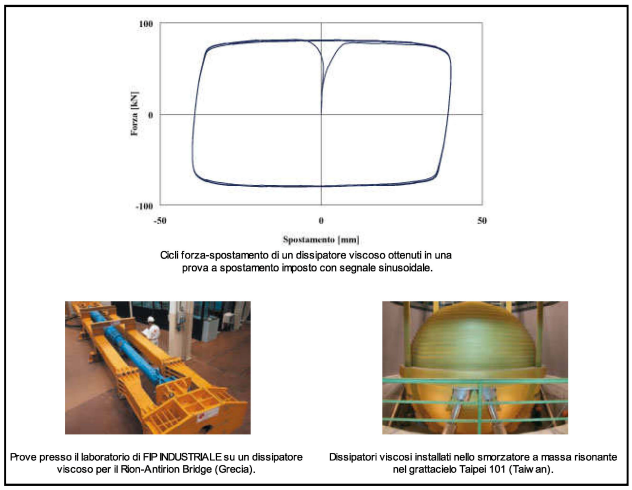


Figura 4-22: Dissipatori viscosi

Con tali dissipatori viscosi i tipici layout "dinamici" che si possono avere sono raffigurati nella figura seguente.

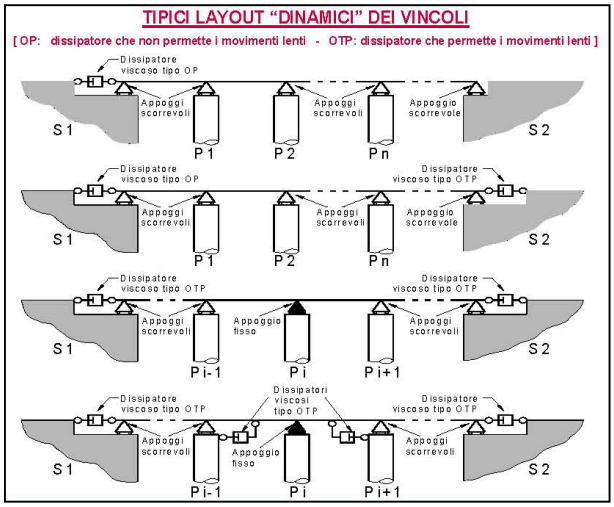
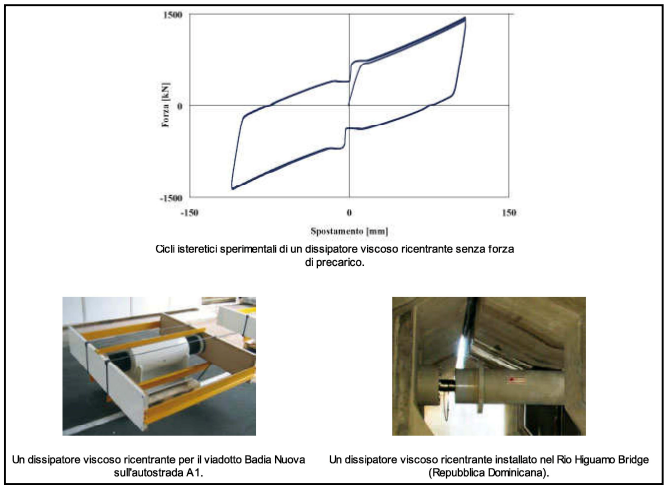


Figura 4-23: Layout dinamici

I dissipatori viscosi ricentranti (OVE, OVE*****) sono dispositivi cilindro/pistone caratterizzati da un legame costitutivo in cui la forza di reazione F dipende sia dalla velocità v che dallo spostamento x, secondo la legge $F=F_0+Kx+Cv^{\alpha}$, dove F_0 è l'eventuale forza di precarico, K è la rigidezza, C è la costante di smorzamento e α=0.15. Essi si distinguono dai precedenti per la componente elastica la quale favorisce il ricentraggio dinamico della struttura.

La forza di precarico impedisce ogni spostamento per forze applicate inferiori a F_0 e può essere utile per evitare spostamenti per le azioni orizzontali di servizio (frenamento, vento).



Cicli isteretici sperimentali di un dissipatore viscoso ricentrante senza forza di precarico.

Un dissipatore viscoso ricentrante per il viadotto Badia Nuova sull'autostrada A1.

Un dissipatore viscoso ricentrante installato nel Rio Higuamo Bridge (Repubblica Dominicana).

Figura 4-24: Dissipatori viscosi

<u>*Dispositivi di isolamento o "Isolatori":*</u> *svolgono fondamentalmente la funzione di sostegno dei carichi verticali, con elevata rigidezza in direzione verticale e bassa rigidezza o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali con reazioni relativamente piccole. A tale funzione possono essere associate o no quelle di dissipazione di energia* (con meccanismi isteretici e/o viscosi)*, di ricentraggio del sistema, di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici). Essendo fondamentalmente degli apparecchi di appoggio, essi debbono rispettare le relative norme per garantire la loro piena funzionalità rispetto alle azioni di servizio.*

Tali funzioni incrementali possono essere incluse già nel dispositivo stesso o aggiunte tramite dispositivi definiti "ausiliari". L'insieme di questi dispositivi creerà, come vedremo più avanti, il cosiddetto "sistema d'isolamento".

In generale, ai fini della presente norma, si possono individuare le seguenti tipologie di isolatori:

> *<u>Isolatori elastomerici:</u> costituiti da strati alternati di materiale elastomerico (gomma naturale o materiali artificiali idonei) e di acciaio, quest'ultimo con funzione di confinamento dell'elastomero, risultano fortemente deformabili per carichi paralleli alla giacitura degli strati (carichi orizzontali).*
>
> *<u>Isolatori a scorrimento:</u> costituiti da appoggi a scorrimento caratterizzati da bassi valori delle resistenze per attrito.*

Tali dispositivi, posti al di sotto di un edificio o di un impalcato da ponte, permettono da un lato di incrementare il periodo proprio della struttura T (da portare intorno a valori di 2-3 sec) che equivale a dire minori accelerazioni e forze per la struttura, dall'altro incrementano anche gli spostamenti.

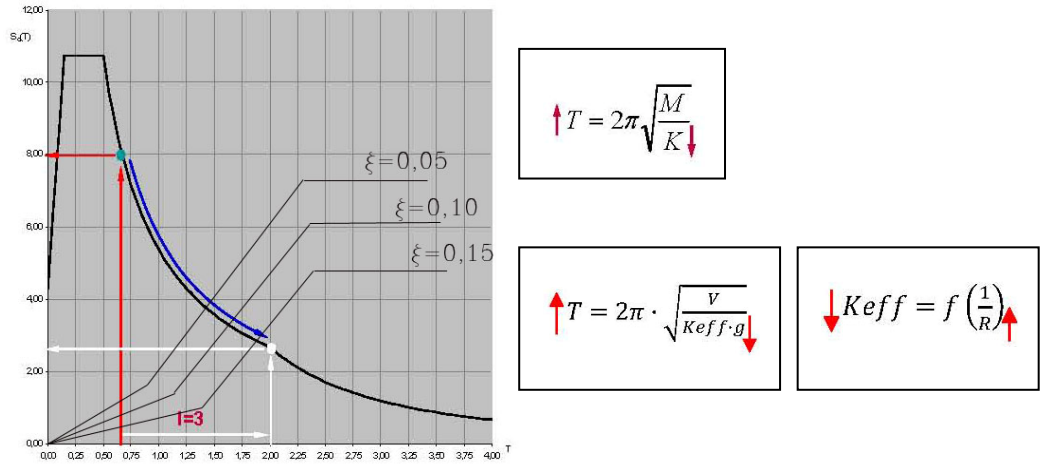


Figura 4-25: Effetti su spettro degli isolatori

Per essi è importante l'ispezionabilità e la possibilità di sostituzione.

Di *isolatori elastomerici*, in commercio se ne trovano di tre tipi diversi [20] [21] [22]:

- Isolatori normali (RB = rubber bearing)
- Isolatori ad elevato smorzamento (HDRB = high damping rubber bearing)
- Isolatori con nucleo in piombo (LRB = lead rubber bearing)

Essi sono simili ai dispositivi di vincolo (ddv) in gomma armata i quali sono costituiti all'incirca da un 60% di gomma (un tempo naturale oggi sintetica o artificiale e la più diffusa è il NEOPRENE), dal 30 % di inerti (nerofumo) e la restante parte da addittivi

e protettivi. La differenza tra i dispositivi di vincolo e gli elastomeri sta nella mescola ad alto smorzamento. Caratteristica fondamentale della gomma è quella di dissipare energia; in commercio se ne trovano di diversi tipi, ognuna caratterizzata da un modulo di elasticità G (0,4 N/mm2, 0,8 N/mm2, 1,4 N/mm2) e da uno smorzamento viscoso equivalente ξ (4%, 10%, 16%).

Gli isolatori, qualsiasi essi siano, sono imbullonati a piastre metalliche esterne che consentono il fissaggio alle strutture adiacenti mediante zanche o bulloni.

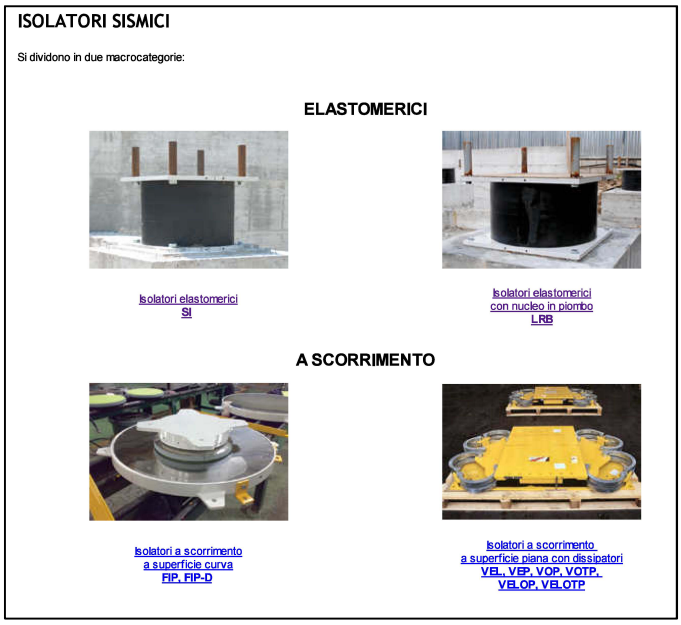


Figura 4-26: Isolatori elastomerici e a scorrimento

Gli isolatori elastomerici della serie SI (o HDBR) sono costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero collegati mediante vulcanizzazione. L'acciaio permette un aumento della rigidezza verticale rispetto al solo elastomero. Il loro comportamento può essere modellato come lineare, mediante la rigidezza equivalente (o efficace) ed il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente (o efficace).

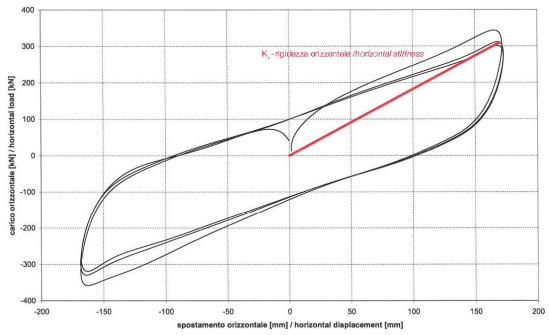


Figura 4-27: Ciclo carico-spostamento per isolatori HDBR [20]

Solitamente sono realizzati con mescole elastomeriche ad alto smorzamento, cioè con coefficiente di smorzamento viscoso equivalente tra il 10 e il 15% ad una deformazione di taglio del 100%. Quindi hanno una modesta capacità di dissipazione energetica come si nota dai cicli stretti e leggermente isteretici. Essi hanno una scarsa capacità di ricentramento e una bassa resistenza a trazione.

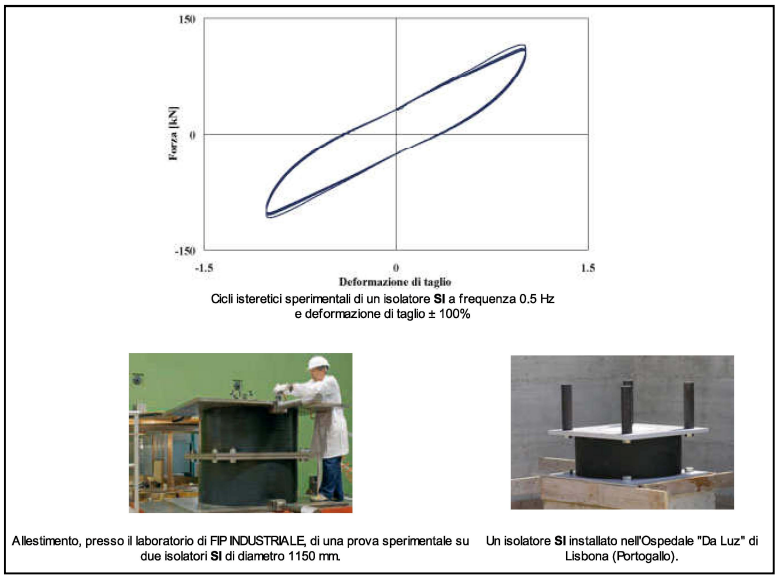


Figura 4-28: Isolatori HDBR

Gli isolatori della serie LRB sono isolatori elastomerici con un nucleo centrale in piombo di forma cilindrica e con una mescola, in genere, a basso smorzamento. Il piombo (puro al 99,9%) ha la proprietà di deformarsi plasticamente dissipando energia e ricristallizzando, dopo un ciclo di deformazione plastica, può sopportare un numero indefinito di cicli di isteresi. La plasticizzazione del piombo consente pertanto di ottenere un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente fino al 30% circa.

Il legame costitutivo degli isolatori della serie LRB è bilineare, quindi di tipo elasto-palstico; hanno una rigidezza iniziale elevata (quindi no deformazioni lente, come ad esempio vento, frenamento/accelerazione, temperatura) determinata dal nucleo in piombo il quale determina anche la soglia di snervamento. La rigidezza plastica invece è bassa ed è equivalente a quella di un isolatore in gomma. In generale la rigidezza equivalente del LRB è sempre maggiore di quella HDBR, pertanto quest'ultimo permette di avere un periodo proprio della struttura isolata maggiore.

Le caratteristiche principali degli LRB sono: assenza della capacità di ricentramento, bassa resistenza a trazione, usati per qualsiasi tipologia di struttura sia da soli che

accoppiati con altri isolatori o dissipatori, adatti per ponti e per edifici (in quest'ultimo caso spesso accoppiati ad isolatori elastomerici non LRB). Nella progettazione si possono usare modelli non lineari o lineari equivalenti, a seconda delle prescrizioni normative [§ 7.10.5.2 - NTC 2008]. Secondo la normativa europea, se in una struttura isolata lo smorzamento equivalente è inferiore al 30%, la struttura può essere calcolata come lineare equivalente, semplificando enormemente la modellazione e il calcolo dell'intera struttura.

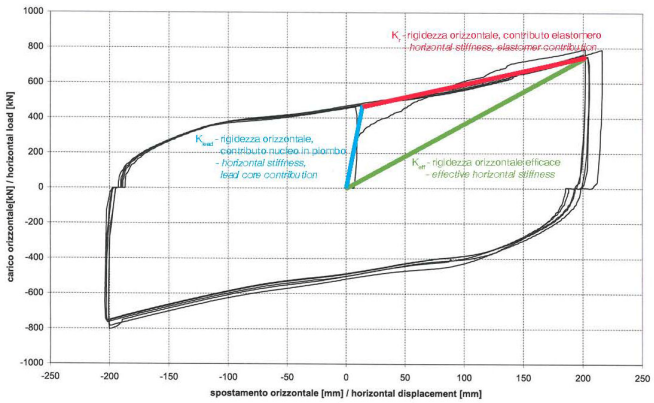


Figura 4-29: Ciclo carico-spostamento per isolatori LRB [20]

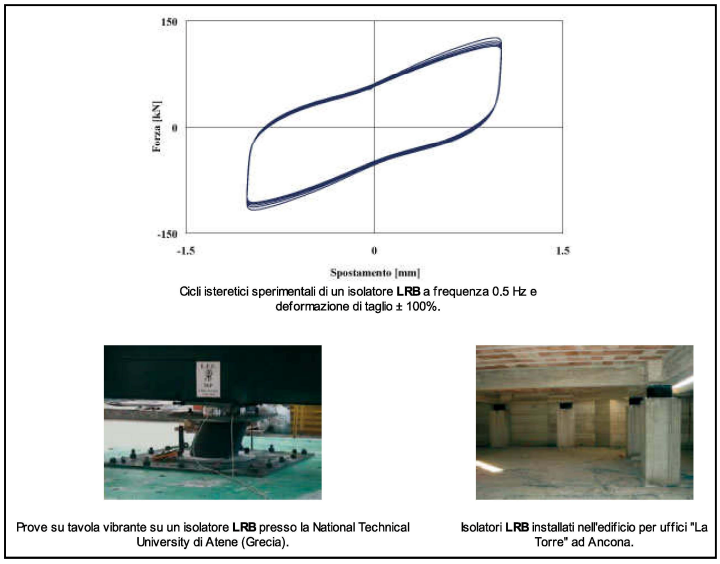


Figura 4-30: : Isolatori LRB

Mentre gli RB e gli HDRB possono essere classificati come dispositivi a comportamento prevalentemente elastico (quindi veri e propri ammortizzatori), gli LRB sono classificati come dispositivi a comportamento elasto-plastico, quindi potrebbero far parte della strategia della soglia plastica.

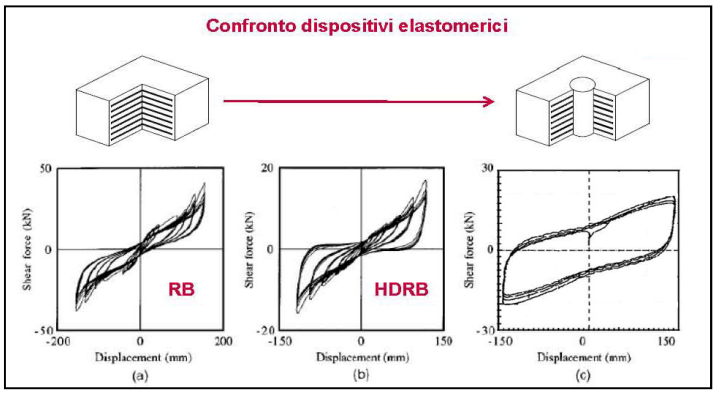


Figura 4-31: Isolatori a confronto

Gli isolatori a scorrimento a superficie curva, di recente invenzione, usano la forza di gravità come forza di ricentraggio; il principio di funzionamento è quello del pendolo. La dissipazione di energia è fornita dall'attrito della superficie di scorrimento principale. I parametri del legame costitutivo bilineare dipendono dal raggio di curvatura e dal coefficiente di attrito. Lo spostamento avviene tra l'*hot slide* e la superficie inox lucidata a specchio. Tale materiale, come il *teflon*, ha la proprietà di avere un coefficiente di attrito che diminuisce all'aumentare del carico. Differisce dal teflon per essere più stabile e meno sensibile al variare del carico ovvero per avere un range di variabilità più piccolo.

Possono essere realizzati in tre tipologie, rispettivamente con una superficie di scorrimento (serie FIP), 2 superfici di scorrimento (FIP-D) o tre superfici che consentono lo spostamento orizzontale.

Nel caso di spostamenti molto elevati è conveniente l'uso di isolatori a doppia superficie curva (FIP-D**),** che consentono di ridurre l'ingombro in pianta.

Il periodo, in tal caso, è indipendente dalla massa M ed è proprorzionale al raggio della superficie curva R. Viene determinato dalla seguente formula:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{V}{Keff \cdot g}} \qquad\qquad Keff = \frac{V}{R} + \frac{\mu \cdot V}{D}$$

dove:

R = raggio superficie curva

V = azione verticale

K = rigidezza efficace

D = spostamento

g = accelerazione di gravità

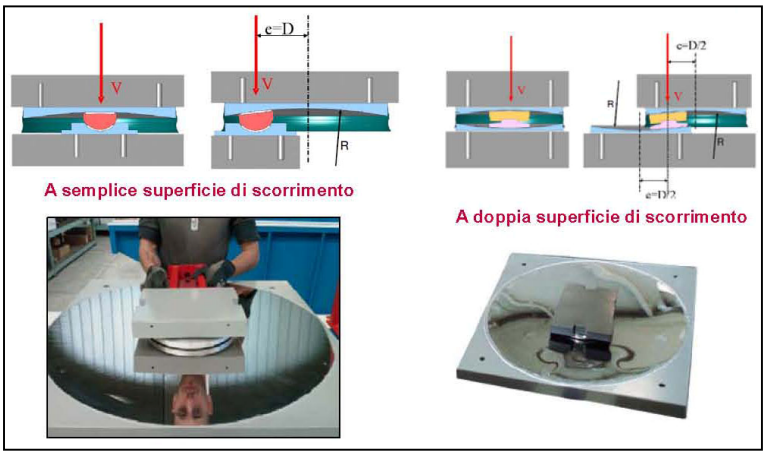


Figura 4-32: Isolatori a scorrimento 1/3

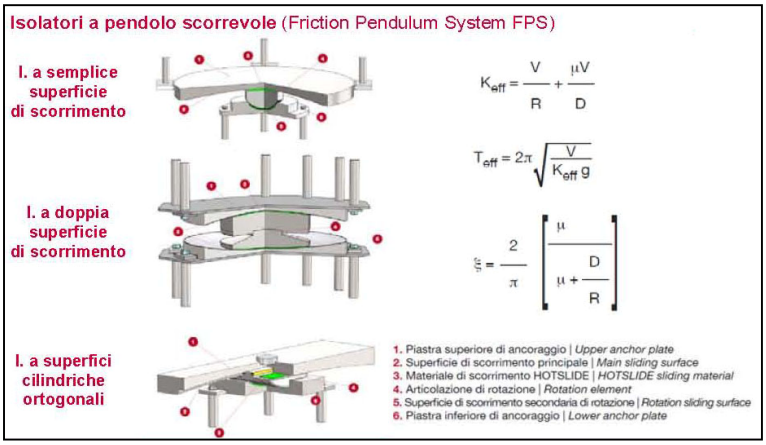


Figura 4-33: Isolatori a scorrimento 1/3

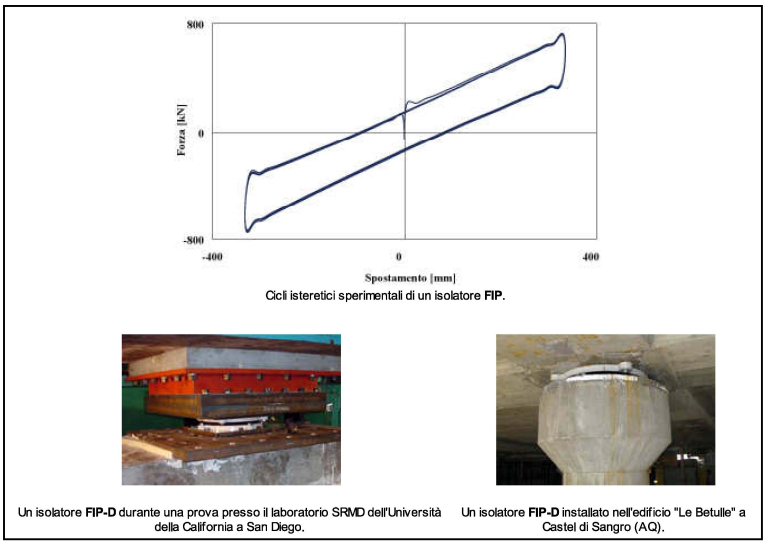


Figura 4-34: Isolatori a scorrimento 1/3

"Dispositivi costituti da una combinazione delle precedenti categorie"

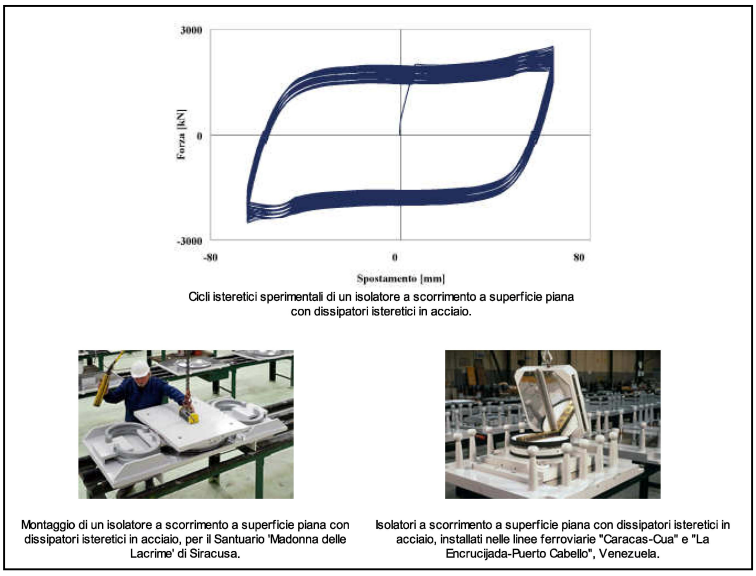
Ne esistono di diverse tipologie e categorie ed in seguito si riportano alcuni esempi.

Isolatori e dissipatori (Fip-industriale)

Questi isolatori costituiscono la combinazione in un unico dispositivo di un apparecchio d'appoggio e di dissipatori; questi ultimi sono tipicamente dissipatori isteretici in acciaio e/o dissipatori viscosi. Sono quindi caratterizzati da un'elevata capacità dissipativa.

L'apparecchio di appoggio può essere multidirezionale o unidirezionale.

Gli isolatori possono comprendere anche dispositivi di vincolo dinamico o dispositivi di vincolo a fusibile meccanico.



Cicli isteretici sperimentali di un isolatore a scorrimento a superficie piana con dissipatori isteretici in acciaio.

Montaggio di un isolatore a scorrimento a superficie piana con dissipatori isteretici in acciaio, per il Santuario 'Madonna delle Lacrime' di Siracusa.

Isolatori a scorrimento a superficie piana con dissipatori isteretici in acciaio, installati nelle linee ferroviarie "Caracas-Cua" e "La Encrucijada-Puerto Cabello", Venezuela.

Figura 4-35: Dispositivi combinati 1/2

Combinazione di dispositivo di vincolo (ddv) "statici" e "dinamici"

Possono essere combinati ddv "statici" (che hanno la capacità di portare i carichi verticali e di permettere gli spostamenti orizzontali e le rotazioni) a ddv dinamici (che hanno capacità dissipative) per realizzare appoggi speciali che possiedono i pregi di entrambi. In particolare, per ottenere una prestazione differenziata tra condizione di esercizio e sismica, i dissipatori in acciaio possono essere dotati di uno o più shock trasmitter installati in serie tra la parte mobile e gli elementi dissipativi. Tali dispositivi "combinati" consentono i movimenti lenti senza attivare gli elementi dissipativi;

durante il sisma invece gli “shock trasmitter unit” si bloccano, trasmettendo le forze orizzontali agli elementi dissipativi.

Dopo un terremoto di intensità eccezionale solo gli elementi che dissipano energia plasticizzandosi devono essere sostituiti, mentre tutti gli altri componenti sono progettati per non subire danni.

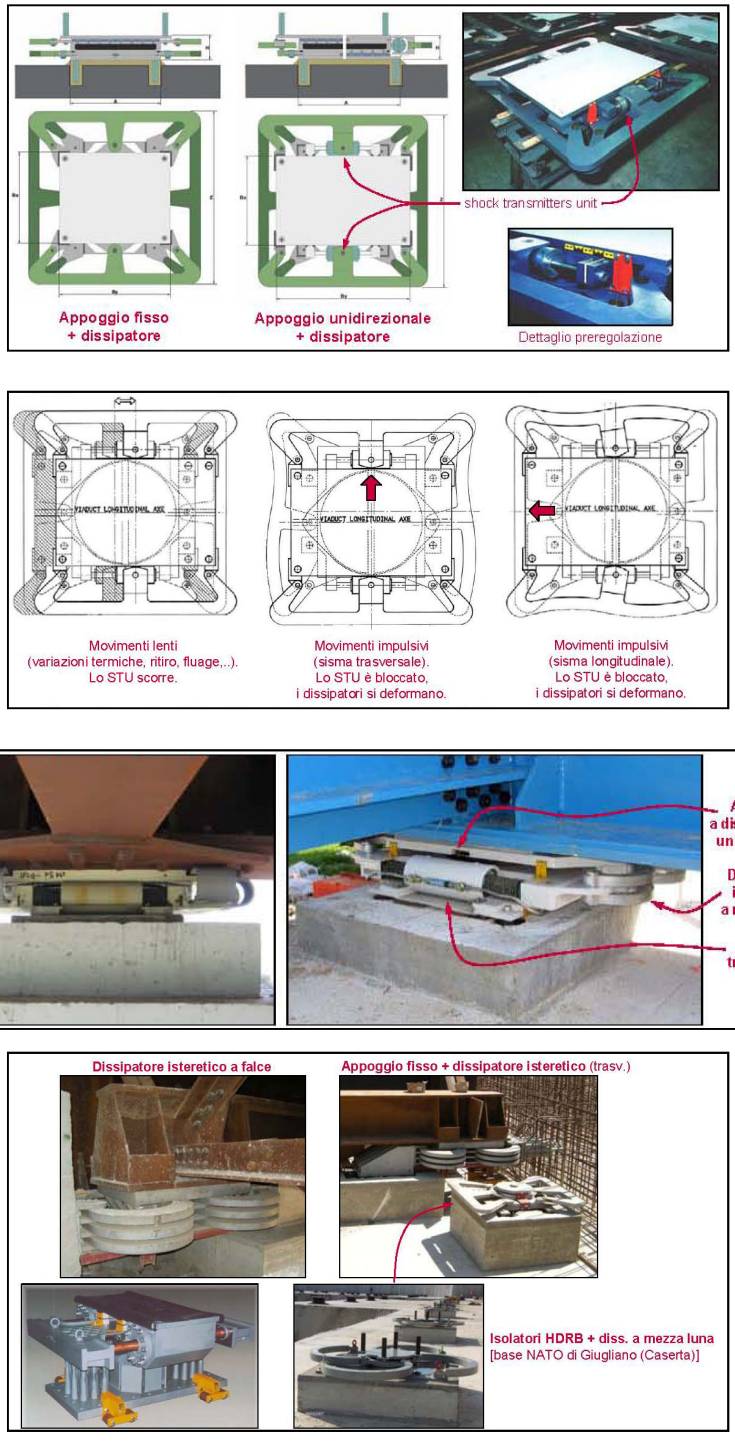


Figura 4-36: Dispositivi combinati 2/2

4.2 Descrizione dell'opera nello stato intermedio, di progetto e strategia dell'isolamento sismico

Dopo questa premessa sulla progettazione sismica dei ponti (criteri generali da seguire, le strategie varie e dispositivi antisismici previsti dalla normativa nazionale), si ritorna al caso studio che si presenta con una nuova veste in termini di impalcato e di dispositivi di vincolo (ddv) per il viadotto, mentre le rampe rimangono allo stato attuale con una variazione solo degli elementi accessori (Figura 4-37 e 4-41). Infatti la struttura del tratto rettilineo appena studiata viene estesa all'intero viadotto, considerando una trave longitudinale in più, per il tratto di curva a sx, dove si innestano le rampe per le corsie di accelerazione e di decelerazione (con i relativi traversi). Inoltre, per il diverso schema di giunti adottato, sono stati solidarizzati i due tratti finali delle rampe al viadotto (ovvero dalla pila 31 alla pila 3 e dalla pila 34 alla pila 2) inserendo tre nuove travi in acciaio per tratto (Figura 4-40), da una parte solidarizzati al viadotto mediante saldatura sul traverso mentre dall'altra appoggiati sulla pila a stampella mediante vincoli multidirezionali (Figura 4-38). Sul lato appoggi inoltre vi è un traverso ortogonale alle travi con medesimo profilo delle travi longitudinali ma con altezza ridotta (ved. profilo longitudinale rampe stato di progetto).

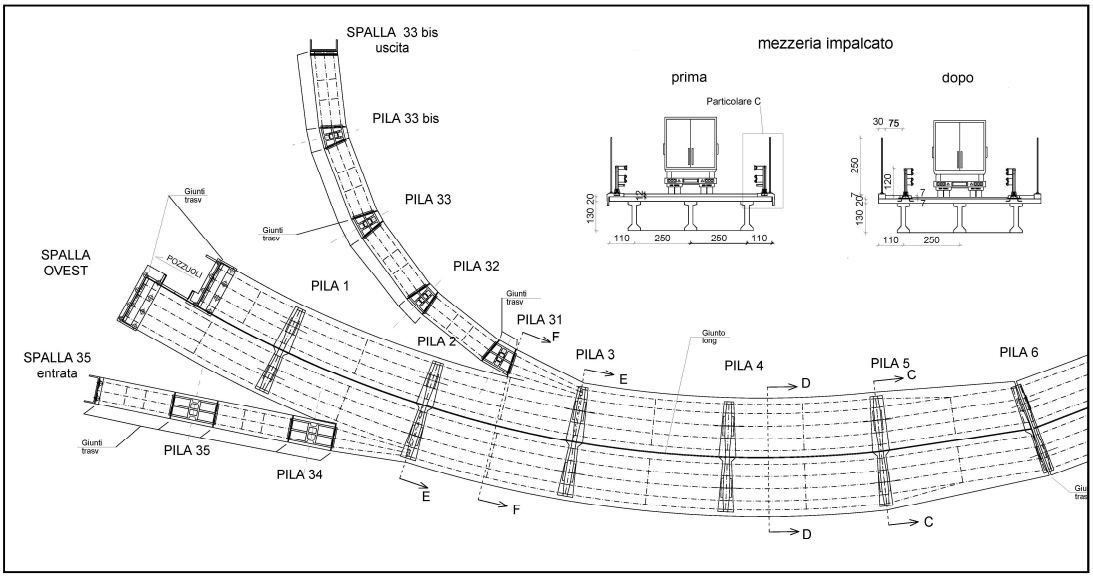


Figura 4-37: Tracciato travi curva a sx e sezione rampa prima e dopo

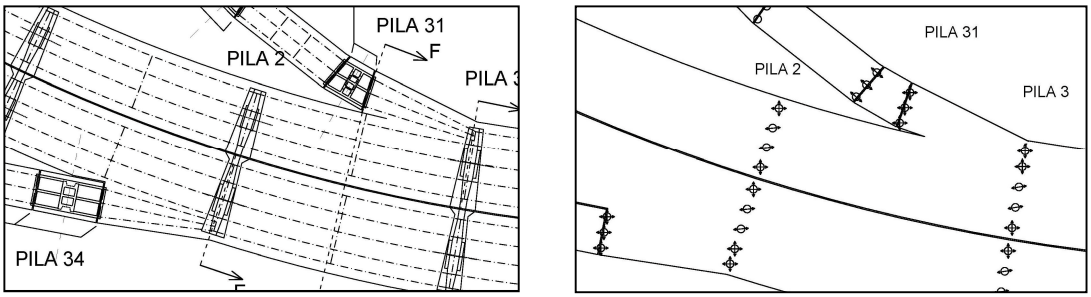


Figura 4-38: Tracciato travi tratto finale rampe e disposizione ddv

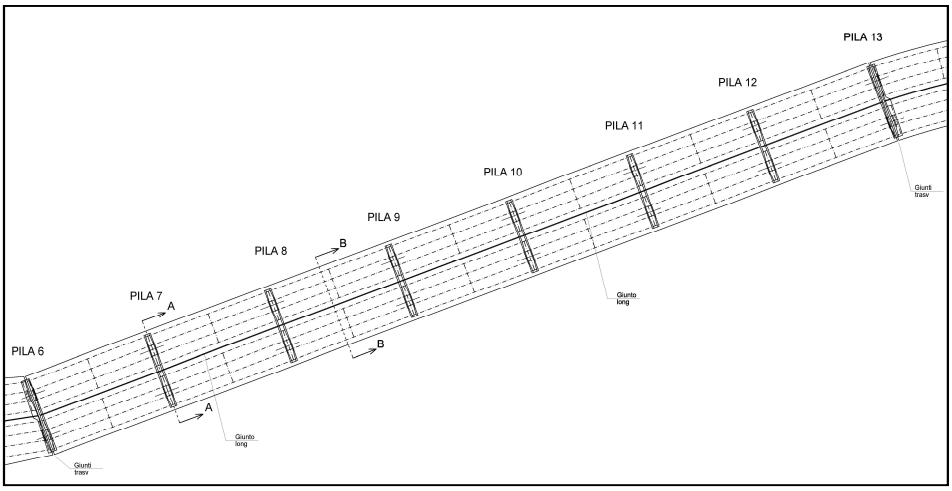


Figura 4-39: Tracciato travi rettilineo

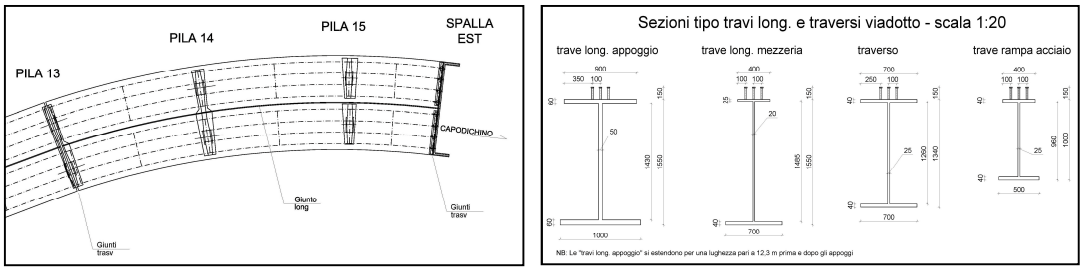


Figura 4-40: Tracciato travi curva a dx e sezione travi e traversi

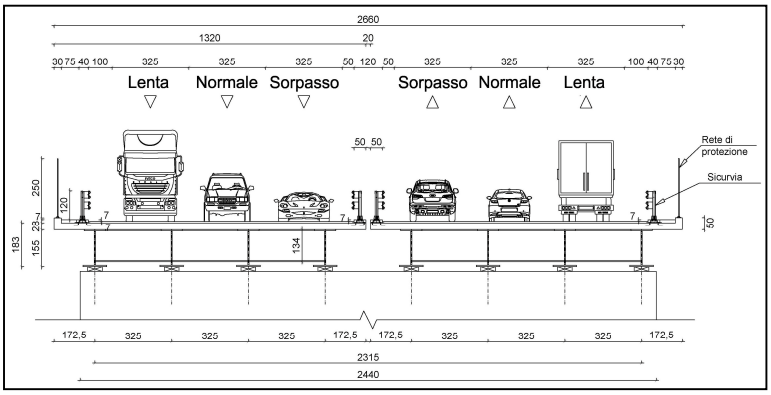


Figura 4-41: Sezione trasversale stato intermedio

Quindi considerata la nuova condizione, i nuovi pesi, la nuova geometria e le nuove caratteristiche si affronta il problema vero e proprio dell'adeguamento sismico.

Il lavoro è iniziato con il valutare il grado di sicurezza che l'intera opera è in grado di garantire, nel rispetto della vigente normativa. Mediante l'elaborazione di un modello globale tridimensionale agli elementi finiti e caratterizzando i materiali componenti le strutture con le caratteristiche fisico-meccaniche ricavate dalle indagini diagnostiche, si è articolato il lavoro in più fasi.

I risultati di questa prima analisi hanno evidenziato come taluni elementi strutturali, in particolare le pile, non rispondevano ai requisiti di sicurezza che la vigente normativa impone. Si è passati quindi a simulare sul modello diverse ipotesi di vincolo; la valutazione dei risultati delle varie analisi effettuate ha portato al convincimento che la soluzione ottimale risulta essere quella della *strategia dell'isolamento* (o anche *strategia del periodo proprio*). In sostanza si è previsto l'uso di *isolatori elastomerici con nucleo in piombo* oltre a richiedere l'aumento della sezione reagente per quegli elementi strutturali dove non venivano garantiti i requisiti di sicurezza a causa anche delle mediocri caratteristiche meccaniche dei materiali. L'aumento della sezione reagente è stata effettuata mediante *"incamiciatura in c.a."* con lo scopo di aumentare la capacità portante verticale, la resistenza a flessione e infine quella a taglio [C8A.7.1 – circolare 2009]. Per quanto concerne invece la disposizione degli isolatori, sono stati collocati come segue: per il viadotto sotto le travi principali in corrispondenza dei pulvini e su opportuni supporti in acciaio in corrispondenza delle spalle (visto l'insufficienza di uno spazio adeguato); per le rampe dello svincolo "Vomero", prevista la disposizione di isolatori della stessa tipologia ma di dimensioni ridotte, sotto ogni trave del grigliato piano, mediante idonei supporti in acciaio ancorati alle "stampelle".

In previsione delle verifiche degli spostamenti sismici, per evitare fenomeni di martellamento degli impalcati durante il sisma, è stata effettuata una modifica alla sezione trasversale dell'impalcato. In sostanza è stato ridotto il margine sx (rispetto al senso di marcia) di 10 cm a favore di un aumento del giunto longitudinale nella zona centrale da 20 cm a 40 cm. Cosi facendo le verifiche finore eseguite non perderanno di validità. Nelle seguenti figure si riporta lo stato di progetto:

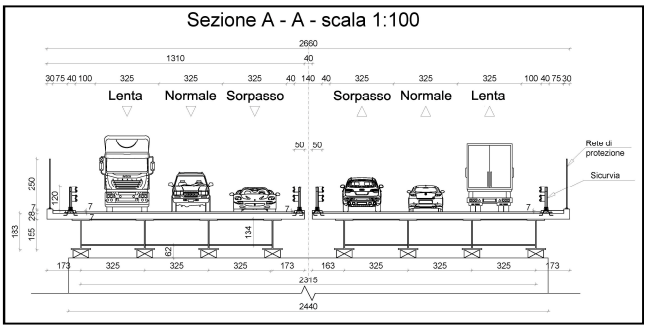


Figura 4-42: Sezione trasversale A-A stato di progetto

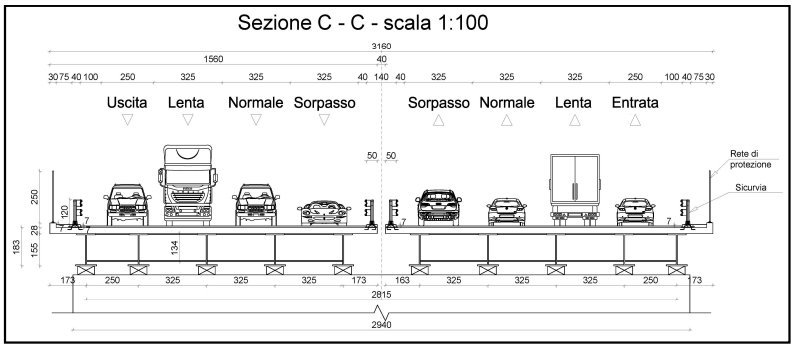


Figura 4-43: Sezione trasversale C-C stato di progetto

La progettazione di ponti con isolamento sismico è coperto nella sezione 7 della EN 1998-2: 2005 + A1: 2009 e dal capitolo 7.10 delle NTC 2008 e c7.10 della circolare 2009.

La funzione principale degli isolatori sismici è quella di abbattere l'azione sismica riducendo le forze orizzontali che sollecitano la struttura in caso di terremoto. In altri termini ha lo scopo di ridurre la risposta a causa dell'azione sismica orizzontale. Questo è possibile grazie a (Figura 4-44):

- Aumentando il periodo proprio della struttura (spostamento verso destra nello spettro di risposta), riducendo così l'accelerazione spettrale e quindi le forze sismiche a discapito di un aumento degli spostamenti. Ciò si ottiene aumentando la flessibilità tramite l'inserimento di isolatori sismici fra le fondazioni e la sovrastruttura per gli edifici e fra sottostruttura e sovrastruttura nei ponti.
- Aumentando lo smorzamento quindi dissipando energia sotto forma di calore. L'isolatore permette un abbattimento dello spettro di risposta che si traduce in un'ulteriore riduzione delle forze sismiche e degli spostamenti. Come già precisato, oggi molti degli isolatori attualmente in commercio

utilizzano mescole ad alto smorzamento raggiungendo così valori del 16% senza nucleo in piombo.

- Da una combinazione dei due effetti. In presenza di isolatori con nucleo in piombo abbiamo una combinazione degli effetti ed uno smorzamento che può raggiungere valori sino al 30%. A parità di rigidezza, questi dispositivi rispetto a quelli normali prevedeno un abbassamento degli spostamenti, un abbassamento delle forze in gioco e una dissipazione di energia maggiore.

Questi effetti portano ad un ulteriore enorme vantaggio dell'utilizzo dell'isolamento sismico. Tale vantaggio, però, si individuano solo negli edifici:

- la riduzione delle azioni sismiche nella struttura comporta una notevole diminuzione del costo della sovrastruttura stessa. Maggiore è la sismicità della zona, maggiore sarà il risparmio. Quindi l'isolamento sismico conviene anche da un punto di vista economico.

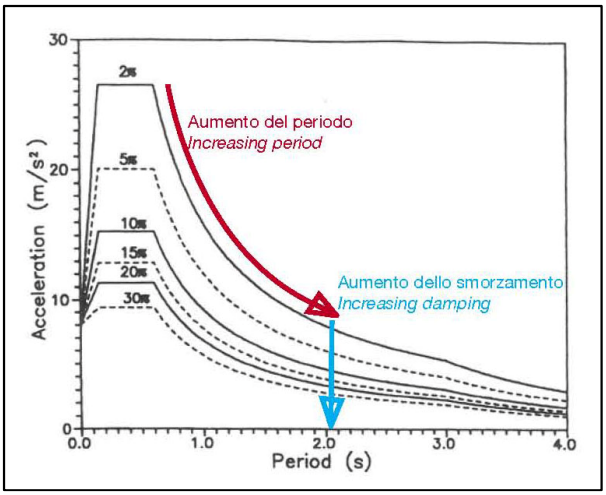


Figura 4-44: Effetti isolatori sullo spettro

La scelta del dispositivo è da farsi in modo accurato in relazione al problema specifico in modo da ottimizzare le funzioni e i vantaggi descritti.

Si riportano di seguito le parti salienti della normativa nazionale e della relativa circolare, che descrivono in maniera semplice ed esaustiva la strategia dell'isolamento sismico, gli effetti prodotti, le applicazioni, le varie definizioni utili per una maggiore comprensione del problema affrontato.

Al punto § 7.10.2 della NTC 2008 viene definito il sistema d'isolamento, la loro funzione, la definizione di interfaccia d'isolamento, sovrastruttura e sottostruttura:

“Il sistema d’isolamento è composto dai dispositivi d’isolamento, ciascuno dei quali espleta una o più delle seguenti funzioni:

- sostegno dei carichi verticali con elevata rigidezza in direzione verticale e bassa rigidezza o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali;

- dissipazione di energia, con meccanismi isteretici e/o viscosi;

- ricentraggio del sistema;

- vincolo laterale, con adeguata rigidezza, sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici).”

Pertanto i dispositivi d’isolamento possono essere semplici dispositivi isolatori oppure dispositivi isolatori insieme a dispositivi ausiliari. Ricadono negli ausiliari tutti i dispositivi che non sostengono i carichi verticali ma svolgono, rispetto alle azioni orizzontali, le ultime tre funzioni elencate. In linea generale, un sistema d’isolamento potrà essere costituito unicamente da isolatori elastomerici, oppure unicamente da isolatori a scorrimento oppure un’opportuna combinazione di isolatori a dispositivi ausiliari [§ C7.10.3 - NTC 2008].

“Detta “interfaccia d’isolamento” la superficie di separazione sulla quale è attivo il sistema d’isolamento, si definiscono:

- “sottostruttura”, la parte della struttura posta al di sotto dell’interfaccia del sistema d’isolamento e che include le fondazioni, avente in genere deformabilità orizzontale trascurabile e soggetta direttamente agli spostamenti imposti dal movimento sismico del terreno;

- “sovrastruttura”, la parte della struttura posta al di sopra dell’interfaccia d’isolamento e, perciò, isolata.

La sovrastruttura e la sottostruttura si devono mantenere sostanzialmente in campo elastico.

Un’affidabilità superiore è richiesta al sistema d’isolamento, formato dall’insieme dei dispositivi d’isolamento, per il ruolo critico che esso svolge. Tale affidabilità si ritiene

conseguita se il sistema d'isolamento è progettato e verificato sperimentalmente secondo quanto stabilito nel § 11.9."

Al punto § C7.10.1 della CIRCOLARE del 2009 descrive gli effetti che questi isolatori producono con vantaggi e svantaggi annessi:
Un'opportuna scelta delle caratteristiche meccaniche degli isolatori consente di "disaccoppiare" la sovrastruttura dalla sottostruttura nelle oscillazioni che coinvolgono prevalentemente spostamenti orizzontali. Il "disaccoppiamento" consiste nella diversificazione del comportamento dinamico delle due suddette porzioni della costruzione: durante un moto oscillatorio, mentre la sottostruttura subisce deformazioni di modesta entità, tanto più quanto maggiore è la sua rigidezza, la sovrastruttura compie oscillazioni tanto più ampie quanto minore è la rigidezza e resistenza degli isolatori. Dette oscillazioni sono dovute per la maggior parte alla deformazione degli isolatori collocati al di sotto della sovrastruttura e solo in minor parte alle deformazioni della sovrastruttura stessa. Durante un terremoto, generalmente, tanto più sono ampie queste oscillazioni tanto più sono modeste le conseguenti accelerazioni, quindi le forze d'inerzia, che subisce la sovrastruttura.

Ne consegue che l'isolamento è tanto più efficace quanto minori sono le accelerazioni della sovrastruttura e ciò comporta sostanzialmente due tipi di benefici:
- benefici diretti sulla sovrastruttura, in quanto consente di contenere l'entità delle forze d'inerzia di natura sismica direttamente agenti su di essa;
- benefici indiretti sulla sottostruttura, in quanto consente di contenere l'entità delle forze d'inerzia trasmesse dalla sovrastruttura alla sottostruttura e che, insieme alle forze d'inerzia direttamente agenti su di essa, costituiscono considerevole parte delle forze sismiche che complessivamente essa deve sopportare.

Normalmente la riduzione delle forze sismiche che ne consegue produce i suoi maggiori benefici sulle pile e sulle spalle (benefici indiretti sulla sottostruttura)

Gli effetti dell'isolamento su una struttura possono essere ben interpretati facendo riferimento a forme tipiche degli spettri di risposta elastici in accelerazioni e in spostamenti, per diversi rapporti di smorzamento (vedi Fig. C7.10.1).

Considerando una porzione di struttura che, a base fissa, avrebbe un periodo fondamentale di oscillazione Tbf in una data direzione, l'isolamento alla base di questa porzione deve produrre uno dei seguenti effetti:

a) l'incremento del periodo grazie all'adozione di dispositivi con comportamento d'insieme approssimativamente lineare. Si ottiene un buon "disaccoppiamento" quando il periodo della struttura isolata T_{IS} *risulta* $T_{IS} \geq 3 \cdot Tbf$*. Maggiore è l'incremento di periodo (generalmente* $T_{IS} > 2{,}0$ *s) maggiore è la riduzione delle accelerazioni sulla sovrastruttura (spettro in accelerazioni) e l'incremento degli spostamenti (spettro in spostamenti), che si concentrano essenzialmente nel sistema di isolamento;*

b) la limitazione della forza trasmessa alla sottostruttura, grazie all'adozione di dispositivi con comportamento d'insieme non lineare caratterizzato da basso incrudimento ovvero incrementi minimi o nulli della forza per grandi spostamenti . In questo modo si limitano le forze d'inerzia, quindi l'accelerazione, sulla sovrastruttura, ancora a scapito di un sensibile incremento degli spostamenti nel sistema di isolamento.

c) Oltre che nei due modi detti, l'isolamento si può conseguire utilizzando dispositivi che garantiscano un comportamento d'insieme del sistema intermedio tra i due.

La dissipazione di energia, dovuta agli isolatori e/o ad eventuali dispositivi ausiliari determina sempre una riduzione degli spostamenti nel sistema di isolamento. Essa è particolarmente utile in siti caratterizzati da elevata sismicità e/o nel caso di sottosuoli con caratteristiche meccaniche scadenti (tipo C, D, E), cioè nei casi in cui gli spettri di risposta possono presentare spostamenti elevati ed accelerazioni significative anche su periodi di oscillazioni elevati.

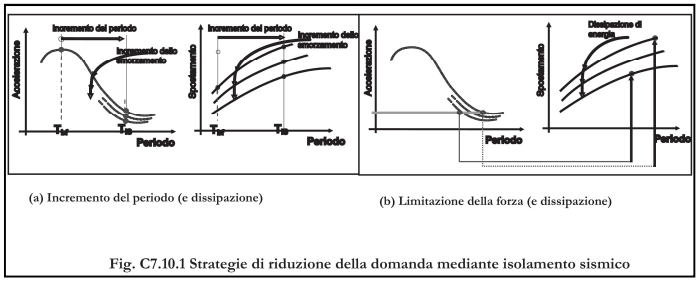


Figura 4-45: Figura C7.10.1 della circolare 2009

Ritornando al caso in esame, la riduzione della risposta sismica è stato ottenuta mediante la combinazione delle due strategie d'isolamento: si è incrementato il periodo fondamentale e aumentato lo smorzamento, quindi anche la dissipazione, limitando la massima forza orizzontale trasmessa e lo spostamento.
Il sistema d'isolamento è costituito unicamente da isolatori elastomerici con nucleo in piombo senza la presenza di dispositivi ausiliari né per la dissipazione (già insita nel dispositivo adoperato, grazie allo stesso nucleo), né per il ricentraggio (il quale non viene garantito, prevedendo eventualmente il ricentraggio manuale mediante martinetti e gli opportuni contrasti previsti e realizzati appositamente), ne per i vincoli in condizioni di servizio sempre garantiti dal nucleo.

L'affidabilità superiore richiesta dalla norma per i dispositivi, viene sicuramente garantita dall'uso dei dispositivi della Fip-Industriale, i quali vengono progettati e verificati sperimentalmente secondo quanto stabilito nel punto §11.9 della normativa, come riportano anche i cataloghi.

Cosi facendo, gli elementi del ponte vulnerabili al sisma (le pile), avranno il beneficio di dover incassare forze d'inerzia minori: quelle dovute alla propria massa e quelle basse che vengono trasferite dalla sovrastruttura mediante i dispositivi. Tutto ciò si traduce, nel caso in esame, in un ridotto intervento di rinfozo delle pile (incamiciatura in c.a. da 20 cm) e nell'assenza di interventi sulle fondazionie indirette del viadotto.

Nello stato di progetto, pertanto, il viadotto si presenterà con un rinforzo in cemento armato di 20 cm su tutte le pile lasciando inalterata il resto della sottostruttura, nuovi dispositivi d'appoggio che fungeranno anche da dispositivi antisismici inseriti in corrispondenza dei pulvini ove permesso o su supporti in carpenteria metallica in mancanza dello spazio sufficiente (su tutte le spalle e in corrispondenza delle stampelle delle rampe). L'alloggiamento dei dispositivi è stato concepito per assicurare l'accesso e per rendere i dispositivi ispezionabili e sostituibili. La struttura è predisposta in maniera tale che sia possibile trasferire temporaneamente i carichi alla sottostruttura mediante martinetti, opportunamente disposti e con un adeguato spazio per le operazioni necessarie alla rimozione e alla sostituzione.
La sovrastruttura del viadotto sarà completamente sostituita come accennato pocanzi, mentre per le rampe saranno sostituiti solo gli elementi accessori (pavimentazione, impermeabilizzante, cordoli, guard rail, rete di protezione), predisponendo dei

marciapiedi da 75 cm originariamente mancanti (vivamente consigliati per strade di categoria A,B e C seppur non previsti dalla normativa).

4.3 Caratteristiche dei materiali per il rinforzo strutturale

La norma, per le caratteristiche dei materiali utilizzati nel rinforzo strutturale, prevede: "*I valori da impiegare per le resistenze dei materiali saranno: b) per i materiali aggiunti, calcestruzzo ed acciaio, la resistenza di calcolo.* [§ C8A.7.1 – circolare 2009: incamiciatura in c.a.]"

4.3.1 Calcestruzzo per rinforzo

La durabilità di una struttura è la capacità di durare nel tempo, resistendo alle azioni aggressive dell'ambiente, agli attacchi chimici, all'abrasione o ad ogni altro processo di degrado che coinvolga oltre alla pasta cementizia anche le eventuali armature metalliche [norma UNI 11104:2004, UNI 206-1:2006].
Attraverso la definizione delle classi di esposizione (la norma ne prevede 6 con relative sottoclassi) vengono individuati i valori del copriferro, la classe di resistenza minima e il rapporto acqua-cemento (a/c) da adottare per il calcestruzzo.
Ricordando brevemente che la classe di esposizione 1 è relativa alle situazioni con nessun rischio di corrosione alle armature o di attacco al calcestruzzo, le classi di esposizione 2,3,4 si riferiscono al rischio di corrosione delle armature (rispettivamente da carbonatazione, da cloruri non proveniente da acqua di mare, da cloruri proveniente da acqua di mare) e le classi 5 e 6 all'attacco del calcestruzzo da parte di agenti esterni (rispettivamente da cicli di gelo/disgelo, da attacco chimico), nel caso in esame sono state considerate le seguenti classi di esposizione:

XC4	-	corrosione armatura da carbonatazione, c.e. 2
XF1	-	attacco calcestruzzo da cicli gelo/disgelo, c.e. 5
0,50	-	rapporto max acqua/cemento (a/c)

Considerando la condizione più sfavorevole in termini di classe di resistenza, del rapporto acqua-cemento (a/c), del copriferro e alla limitazione della normativa al

punto 7.4.2.1 della NTC, dove la classe > C20/25, si ha:

Classe cls	C32/40		classe di resistenza minima
Rck =	40,00	N/mm^2	resistenza caratteristica cubica
fck =	32,00	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica
γM =	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
fcd =	18,13	N/mm^2	resistenza di progetto
fcm =	40,00	N/mm^2	valore medio della resistenza cilindrica
Ecm =	33300	N/mm^2	modulo elastico del cls C28/35
c =	55	mm	copriferro minimo (ved. cap. verifiche)

Il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo adottato nei calcoli, come prescrive la norma al §4.1.2.1.2.2, è riportato nella seguente figura.

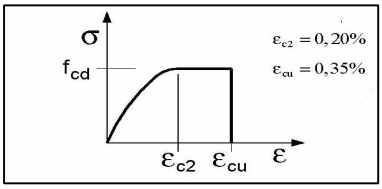


Figura 4-46: Modelli σ-ε per il calcestruzzo

4.3.2 Acciaio per armature ordinarie

Per quanto concerne l'acciaio per le armature ordinarie è stato utilizzato l'acciaio B450C con le seguenti caratteristiche:

fyk ≥	450,0	N/mm^2	tensione caratteristica di snervamento
γM =	1,15	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
fyd =	391,3	N/mm^2	resistenza di progetto
Es =	210000	N/mm^2	modulo elastico
fbd =	2,97	N/mm^2	resistenza tangenziale di aderenza di calcolo

Il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio adottato nei calcoli, come prescrive la norma al §4.1.2.1.2.3, è quello "elastico-perfettamente plastico" riportato nella seguente figura.

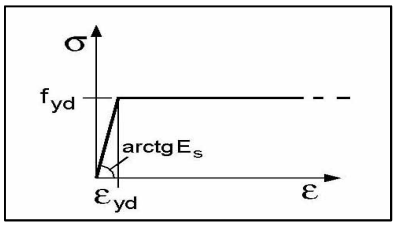


Figura 4-47: Modello σ-ε per l'acciaio

4.4 Analisi dei carichi

In questa seconda fase, oltre ai carichi descritti in precedenza, che si estenderanno per l'intera sovrastruttura del viadotto, si aggiungeranno:

- le azioni permanenti strutturali della sottostruttura del viadotto, dell'intera struttura delle rampe (quindi sottostruttura e sovrastruttura) e dei dispositivi antisismici
- le azioni permanenti non strutturali quali gli elementi accessori delle rampe (marciapiedi, pavimentazione, guard rail e reti di protezioni)
- le azioni sismiche.

Gli effetti a lungo termine del ritiro, della viscosità (associati a quelle azioni per le quali danno effetto) e le variazioni termiche, producono effetti trascurabili nei confronti della resistenza delle pile, ma in linea generale devono essere considerati nelle verifiche degli spostamenti.

Nel prosieguo sono descritte le azioni considerate in questa seconda fase, da integrare insieme a quelle già descritte nel §3.3.

4.4.1 Azioni permanenti

4.4.1.1 Carichi permanenti strutturali (g1)

Il peso proprio (p.p.) degli elementi strutturali (pile, pulvini, fondazioni, pali) è computato considerando un peso specifico pari a

- $\gamma cls=25.0\ kN/m^3$ per il calcestruzzo.
- $\gamma s=78,5\ kN/m^3$ per l'acciaio.

P.p. trave rampa acciaio = 1,65 kN/m

VIADOTTO

PILE (SENZA ADEGUAMENTO)

P.p. pila 4x2,3 =81,50 kN/m

P.p. pila 5x2,8 =155,00 kN/m

PILE (CON RINFORZO)

P.p pila 4x2,3+ rinforzo =157,00 kN/m

P.p pila 5x2,8+ rinforzo =245,50 kN/m

PULVINI

P.p pulvino tipo 1 =154,00 kN/m

P.p pulvino tipo 2 =181,25 kN/m

P.p pulvino tipo 3 =177,25 kN/m

P.p pulvino tipo 4 =136,00 kN/m

P.p pulvino tipo 5 =128,00 kN/m

P.p pulvino tipo 6 =145,00 kN/m

P.p pulvino tipo 7 =154,35 kN/m

P.p pulvino tipo 8 =158,50 kN/m

P.p pulvino tipo 9 =167,50 kN/m

RAMPE

IMPALCATO

P.p. trave principale rampe = 9,56 kN/m

P.p. traversi rampe = 7,5 kN/m

P.p. soletta (da 20 cm) = 5,00 kN/mq

PILE (SENZA ADEGUAMENTO)

P.p pila 3,5x2 parte bassa (tipo 3b) =108,50 kN/m

P.p pila 3,5x2 parte media (tipo 3m) =76,00 kN/m

P.p pila 3,5x2 parte alta (tipo 3a) =58,50 kN/m

PILE (CON RINFORZO)

P.p pila 3,5x2 parte bassa =168,00 kN/m

P.p pila 3,5x2 parte media =143,75 kN/m

P.p pila 3,5x2 parte alta =126,25 kN/m

PULVINI

P.p. pulvino da 12m = 1375,00 kN

P.p. pulvino da 7m = 830,25 kN

P.p. pulvino da 5m = 625,00 kN

I carichi permanenti strutturali della sottostruttura (pile, pulvini, dispositivi antisismici) e della sovrastruttura, sono calcolati in automatico dal programma di calcolo una volta nota la geometria e inseriti i pesi specifici nella sezione opportuna dei materiali oppure per i dispositvi dal peso totale ricavato dai cataloghi. Essi sono stati definiti DEAD.

4.4.1.2 Carichi permanenti non strutturali (g2)

Gli elementi accessori, quali marciapiede, pavimentazione, impermeabilizzante, guard-rail e rete di protezione, sono stati computati con i valori unitari e lo schema riportato di seguito per le rampe (Figura 4-49), e come riportato nel § 3.3.1.2 per l'intero viadotto.

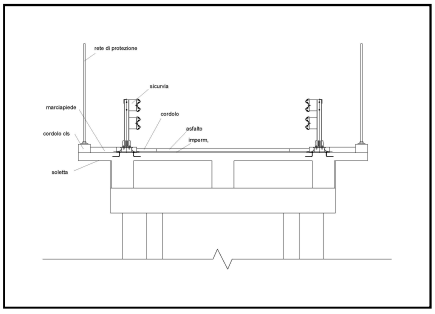


Figura 4-48 - Elementi accessori rampe

Cordolo cls	= 25 kN/mc
Pavimentazione (4 cm binder, 3 cm usura, 3 imperm)	= 3 kN/mq
Marciapiede (14 cm)	= 3,5 kN/mq
Sicurvia	= 1,2 kN/m
Rete di protezione	= 1,2 kN/m

Per semplicità di esecuzione e a favore di sicurezza, i carichi permanenti sono stati applicati utilizzando lo schema di carico di Figura 4-49, dove 3,5 kN/m indica il carico relativo al marciapiede, alla pavimentazione ed una quota parte del cordolo (14 cm su 21 cm), mentre 3kN/m indica i sicurvia, la rete di protezione e il restante del cordolo (7 cm).

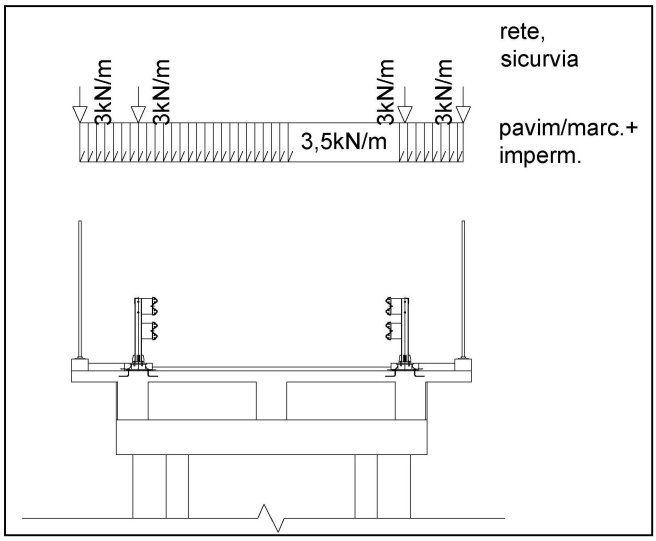


Figura 4-49 - Disposizione trasversale carichi permanenti portati rampe

I carichi permanenti "non" strutturali sono stati applicati sul modello, come vedremo meglio nel paragrafo della modellazione, come carichi espliciti uniformemente distribuiti sull'asse rappresentante l'impalcato. Tali carichi vengono inseriti tenendo in considerazione la loro effettiva posizione, pertanto la loro risultante e i relativi momenti di trasporto. Essi sono stati definiti G2.

4.4.2 Azione sismica (q_6)

La normativa nazionale sulle costruzioni NTC '08 prescrive: "*Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa*

costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria "A" quale definita al § 3.2.2 del D.M. 14/01/2008), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se (T) , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR}, come definite nel § 3.2.1 del D.M. 14/01/2008, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 della suddetta norma. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito" (o definiti anche spettrocompatibili).

Nel presente studio sono stati utilizzati gli accelerogrammi spettrocompatibili pertanto, come si vedrà nei punti a seguire, si definiranno: dapprima gli spettri elastici di riferimento, successivamente gli accelerogrammi ed infine verrà verificata la spettrocompatibilità degli accelerogrammi con gli spettri di riferimento.

4.4.2.1 Determinazione degli spettri di risposta elastici

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento "P_{VR}", a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- *Fo* valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Nota l'ubicazione del sito sono stati determinati i parametri (*ag, Fo, T*C*), in funzione del periodo di ritorno, mediante il foglio di calcolo sperimentale "Spettri di risposta del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici" articolato in tre fasi di seguito riportate (fase 1: individuazione della pericolosità del sito).

Così facendo, la normativa ci fornisce lo spettro di risposta in accelerazione espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento

convenzionale del 5%. Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s [§ 3.2.3.2 - NTC 2008].

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,045	2,341	0,284
50	0,060	2,338	0,312
72	0,073	2,325	0,322
101	0,086	2,329	0,328
140	0,101	2,324	0,332
201	0,120	2,318	0,335
475	0,168	2,378	0,340
975	0,213	2,447	0,343
2475	0,280	2,574	0,344

Il sito d'interesse ricade, come si può notare, in **ZONA 2** secondo la seguente tabella (ORDINANZA n.3274):

ZONA 1	0,25*g	$\leq a_{g,475}$	
ZONA 2	0,15*g	$\leq a_{g,475} <$	0,25*g
ZONA 3	0,05*g	$\leq a_{g,475} <$	0,15*g
ZONA 4		$a_{g,475} <$	0,05*g

Considerando che la costruzione in esame presenta le seguenti caratteristiche [§ 2.4 - NTC 2008]:

3	Tipo di costruzione (Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica)

VN	100	Anni	Vita nominale della costruzione
CLU	**IV**		Classe d'uso (Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.ponti con mantenimento delle vie di comunicazione dopo un evento sismico. Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico.)
CU	2		Coefficiente d'uso della costruzione
VR	**200**	**Anni**	Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN x CU

Considerando un tempo di ritorno T_R (funzione della probalità di superamento e del periodo di riferimento) determinato con la seguente formula [C.3.2.1 – circolare '09]

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

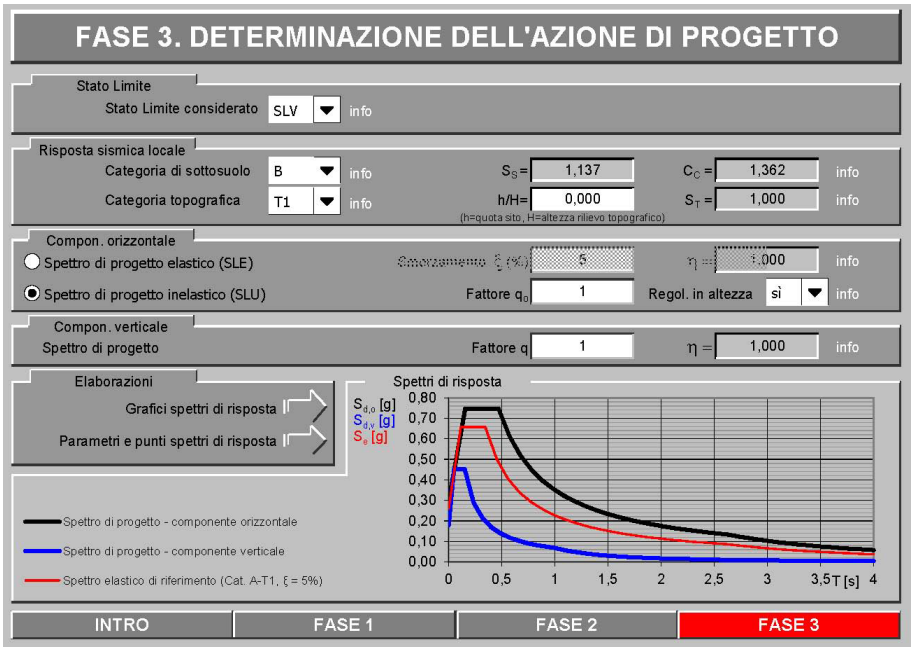
e i tempi di ritorno normati per gli stati limite (81% per SLO, 63% per SLD, 10% per SLV e 5% per SLC), si determina per ogni stato limite il corrispondente periodo di ritorno (fase 2: scelta della strategia di progettazione).

Ricavato il periodo di ritorno, per ogni stato limite, si individuano i parametri *ag*, *Fo* e *T*C*:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0,094	2,326	0,330
SLD	201	0,120	2,318	0,335
SLV	1898	0,259	2,537	0,344
SLC	2475	0,280	2,574	0,344

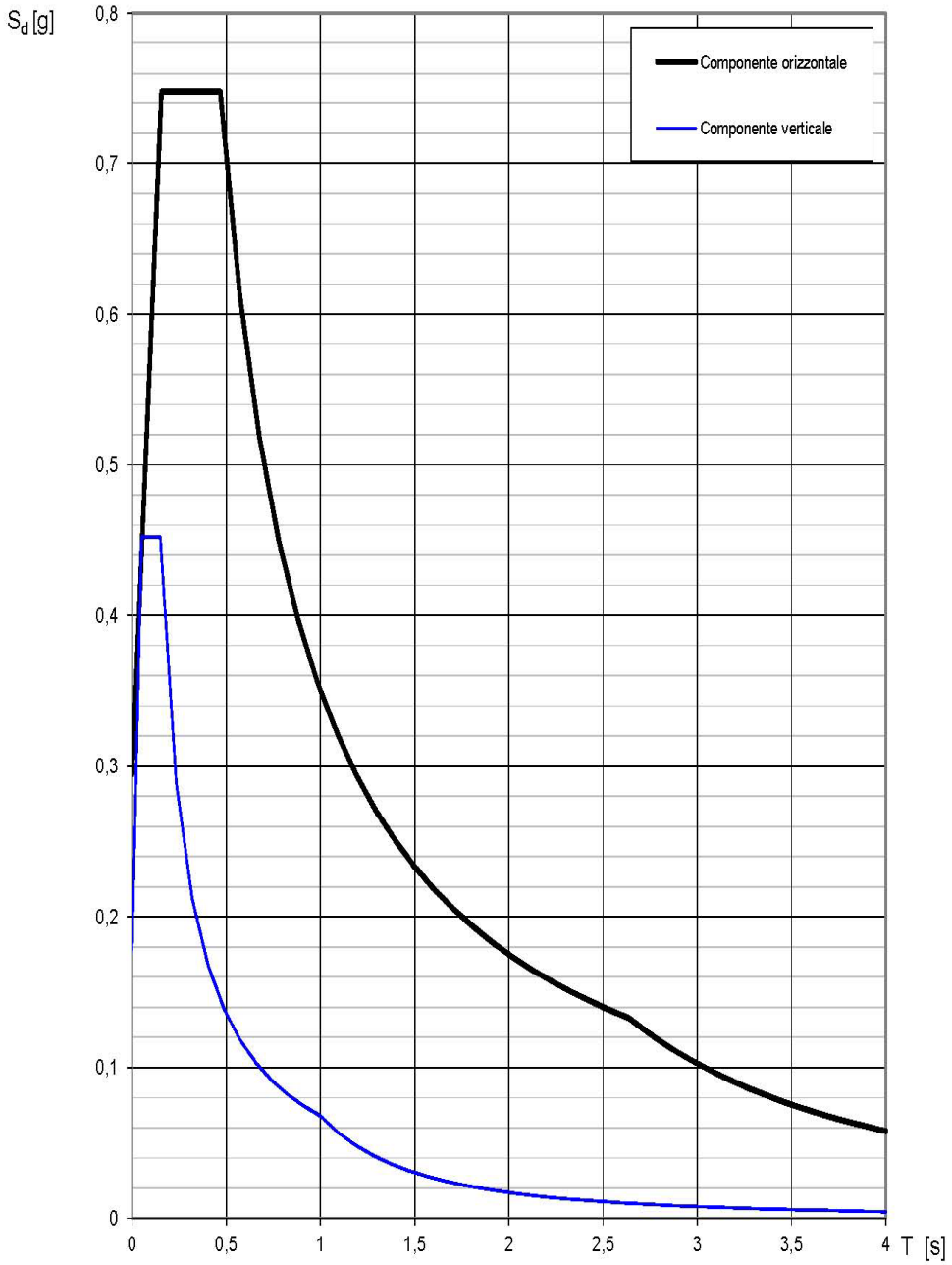
Considerando per la struttura in esame le caratteristiche riportate nella seguente tabella (§3.2.2) e che la costruzione (sovrastruttura e sottostruttura) si deve mantenere sostanzialmente in campo elastico (comportamento strutturale non dissipativo), gli effetti delle azioni sismiche sono stati calcolati assumendo un fattore di struttura q unitario [§ 7.10.2 - NTC 2008] (fase 3: determinazione dell'azione di progetto).

	B	Categoria di sottosuolo [tab. 3.2.II]
	T1	Categoria topografica [tab. 3.2.IV]
q	1	Fattore di struttura
h/H	**0**	Rapporto variabile tra 0 e 1; h = quota sito, H = altezza rilievo topografico)



Di seguito sono riportati gli spettri per lo stato limite SLV, relativi ad uno coefficiente di smorzamento ξ pari al 5%:

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,259 g
F_o	2,537
T_C^*	0,344 s
S_S	1,137
C_C	1,362
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,137
η	1,000
T_B	0,156 s
T_C	0,468 s
T_D	2,637 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55;\ \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$0 \leq T < T_B$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$

$T_B \leq T < T_C$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$

$T_C \leq T < T_D$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$

$T_D \leq T$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con 1/q, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,295
T_B ←	0,156	0,748
T_C ←	0,468	0,748
	0,571	0,612
	0,675	0,519
	0,778	0,450
	0,881	0,397
	0,984	0,355
	1,088	0,322
	1,191	0,294
	1,294	0,270
	1,398	0,250
	1,501	0,233
	1,604	0,218
	1,707	0,205
	1,811	0,193
	1,914	0,183
	2,017	0,173
	2,120	0,165
	2,224	0,157
	2,327	0,150
	2,430	0,144
	2,534	0,138
T_D ←	2,637	0,133
	2,702	0,126
	2,767	0,121
	2,832	0,115
	2,896	0,110
	2,961	0,105
	3,026	0,101
	3,091	0,097
	3,156	0,093
	3,221	0,089
	3,286	0,085
	3,351	0,082
	3,416	0,079
	3,481	0,076
	3,546	0,073
	3,611	0,071
	3,675	0,068
	3,740	0,066
	3,805	0,064
	3,870	0,062
	3,935	0,060
	4,000	0,058

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0,178 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	1,744
S	1,000
η	1,000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \qquad \text{(NTC-08 Eq. 3.2.5)}$$

$$\eta = 1/q \qquad \text{(NTC-08 §. 3.2.3.5)}$$

$$F_v = 1{,}35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0{,}5} \qquad \text{(NTC-08 Eq. 3.2.11)}$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$0 \le T < T_B$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$

$T_B \le T < T_C$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$

$T_C \le T < T_D$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$

$T_D \le T$: $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,178
T_B ←	0,050	0,452
T_C ←	0,150	0,452
	0,235	0,288
	0,320	0,212
	0,405	0,167
	0,490	0,138
	0,575	0,118
	0,660	0,103
	0,745	0,091
	0,830	0,082
	0,915	0,074
T_D ←	1,000	0,068
	1,094	0,057
	1,188	0,048
	1,281	0,041
	1,375	0,036
	1,469	0,031
	1,563	0,028
	1,656	0,025
	1,750	0,022
	1,844	0,020
	1,938	0,018
	2,031	0,016
	2,125	0,015
	2,219	0,014
	2,313	0,013
	2,406	0,012
	2,500	0,011
	2,594	0,010
	2,688	0,009
	2,781	0,009
	2,875	0,008
	2,969	0,008
	3,063	0,007
	3,156	0,007
	3,250	0,006
	3,344	0,006
	3,438	0,006
	3,531	0,005
	3,625	0,005
	3,719	0,005
	3,813	0,005
	3,906	0,004
	4,000	0,004

4.4.2.2 Determinazione degli accelerogrammi

La normativa, per la determinazione degli accelerogrammi, prescrive [§ 3.2.3.6 - NTC 2008]: "*gli stati limite, ultimi e di esercizio, possono essere verificati mediante l'uso di accelerogrammi, o artificiali o simulati o naturali. Ciascun accelerogramma descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, tra loro ortogonali ed una verticale) costituisce un gruppo di accelerogrammi*".

Per l'opera in questione sono stati generati 6 accelerogrammi artificiali (3 orizzontali e 3 verticali) partendo dai dati caratteristici del terreno (pericolosità sismica: ag, Fo, T*c; categorie di sottosuolo: A, B, C, D, E; categorie aggiuntive di sottosuolo: S1, S2; condizioni topografiche: T1, T2, T3; coeff. di amplificazione topografica St, stratigrafica Ss e coeff. in funzione della categoria di sottosuolo) e della costruzione (periodo di riferimento per l'azione sismica Vr). Succcessivamente sono stati definiti i gruppi in un minimo di tre [§ 7.3.5 - NTC 2008]. In tal caso è stata considerata anche la componente verticale vista la presenza di elementi orizzontali con luce superiore a 20 m [§ 7.2.1 - NTC 2008].

Il software di calcolo con cui sono stati ricavati gli accelerogrammi artificiali è "Simqke" del Prof. Gelfi dell'Università degli Studi di Brescia.

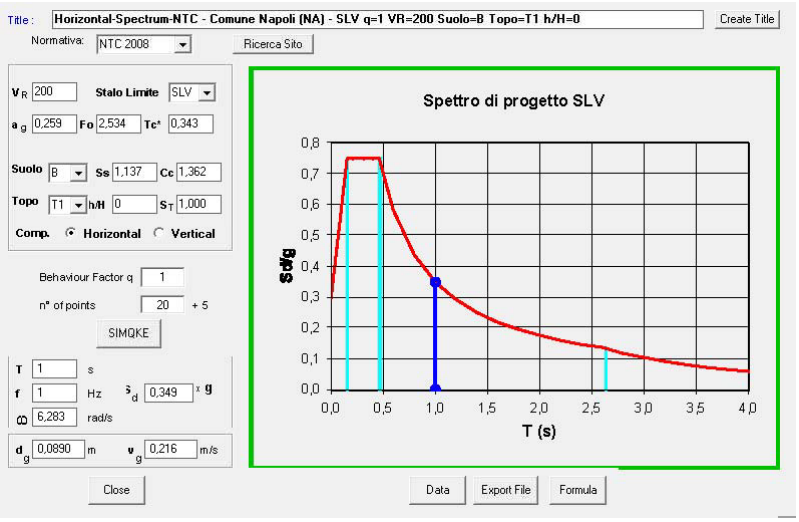


Figura 4-50: Spettro di progetto SLV per la componente orizzontale

Di seguito si riportano solo i 3 accelerogrammi orizzontali per lo stato limite SLV.

La durata degli accelerogrammi artificiali deve essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di a_g e di Ss. In assenza di studi specifici, la durata della parte pseudo-stazionaria degli accelerogrammi deve essere almeno pari a 10 s; la parte pseudo-stazionaria deve essere preceduta e seguita da tratti di ampiezza crescente da zero e decrescente a zero, di modo che la durata complessiva dell'accelerogramma sia non inferiore a 25 s [§ 3.2.3.6 - NTC 2008].

Nel caso in esame la durata degli accelerogrammi (DUR) è di 26,00 sec con un tratto della parte stazionaria (TLVL) di 17,00 sec.

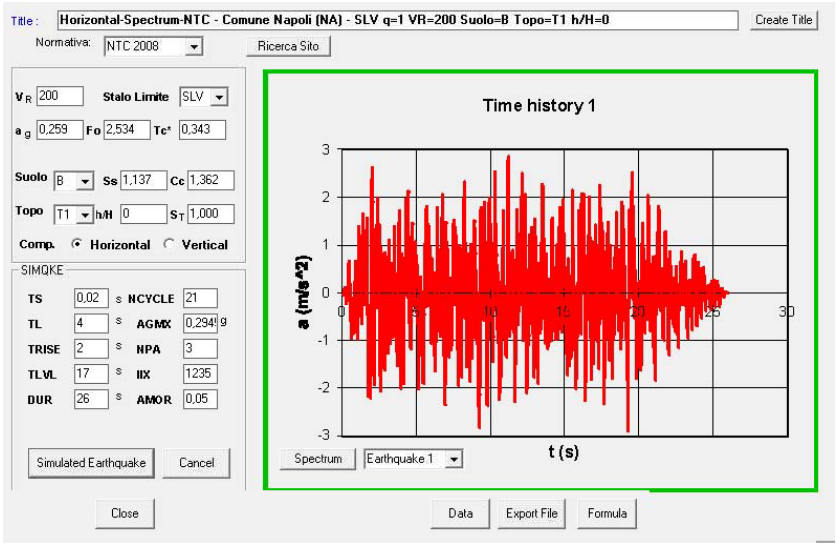


Figura 4-51: Accelerogramma orizzontale n° 1

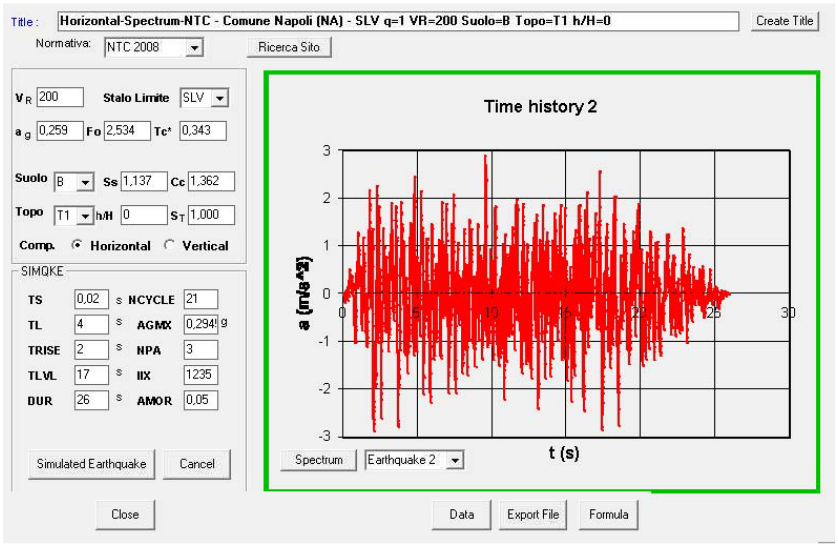


Figura 4-52: Accelerogramma orizzontale n° 2

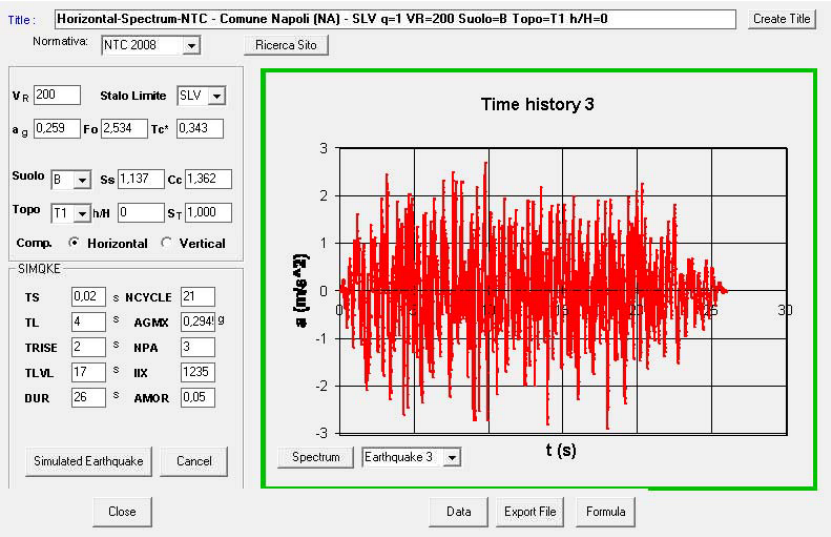


Figura 4-53: Accelerogramma orizzontale n° 3

Si noti che per determinare i gruppi degli accelerogrammi, la combinazione avviene in maniera tale che ogni accelerogramma non venga utilizzato piu di una volta per ogni direzione e in combinazione con se stesso nella direzione ortogonale. Pertanto sono stati scelti i seguenti gruppi:

gruppo 1 (gr1): 1o-2o-3v

gruppo 2 (gr2): 3o-1o-2v

gruppo 3 (gr3): 2o-3o-1v

Utilizzando tre soli gruppi di accelerogrammi, la normativa prevede l'utilizzo dei valori degli effetti più sfavorevoli sulla struttura ottenuti dall'analisi. La stessa prevede anche l'uso dei valori medi degli effetti più sfavorevoli ma solo se si utilizzano almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi [§ 7.3.5 - NTC 2008].

4.4.2.3 Verifica degli accelerogrammi spettrocompatibili

"Gli accelerogrammi artificiali devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta adottato nella progettazione. La coerenza con lo spettro elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli 0,15s ÷ 2,0 s e 0,15s ÷ 1,2 Tis, essendo Tis il periodo

equivalente della struttura isolata, valutato per gli spostamenti del sistema d'isolamento prodotti dallo stato limite in esame" [§ 3.2.3.6 - NTC 2008].

Essendo Tis pari a 2,63 sec, l'intervallo assume i valori 0,15s ÷ 3,16s. Il programma Simqke oltre a generare gli accelerogrammi esegue anche la verifica della spettrocompatibilità e nell'intervallo 0s ÷ 4s, questo comunque superiore al periodo da verificare.

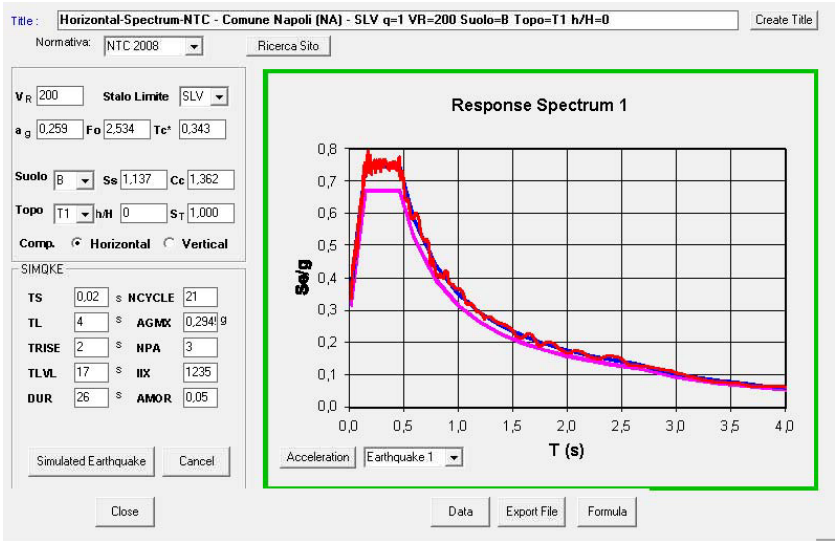


Figura 4-54: Verifica accelerogramma n° 1

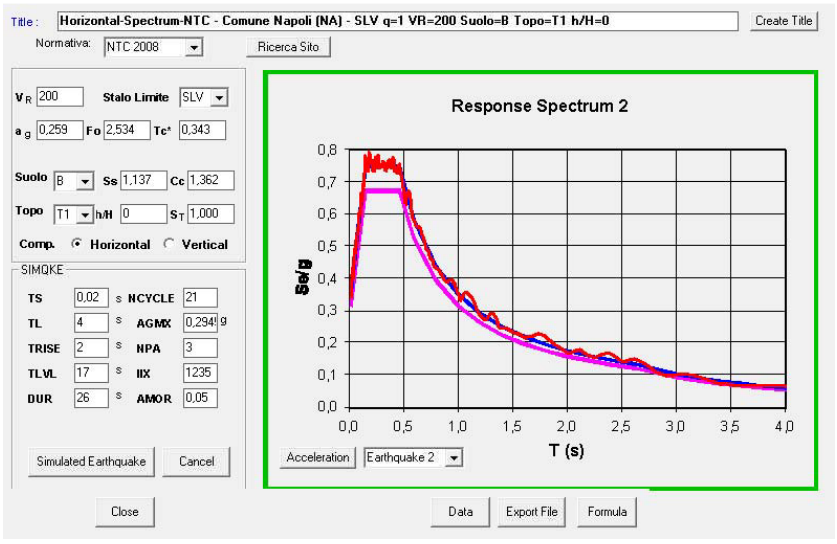


Figura 4-55: Verifica accelerogramma n° 2

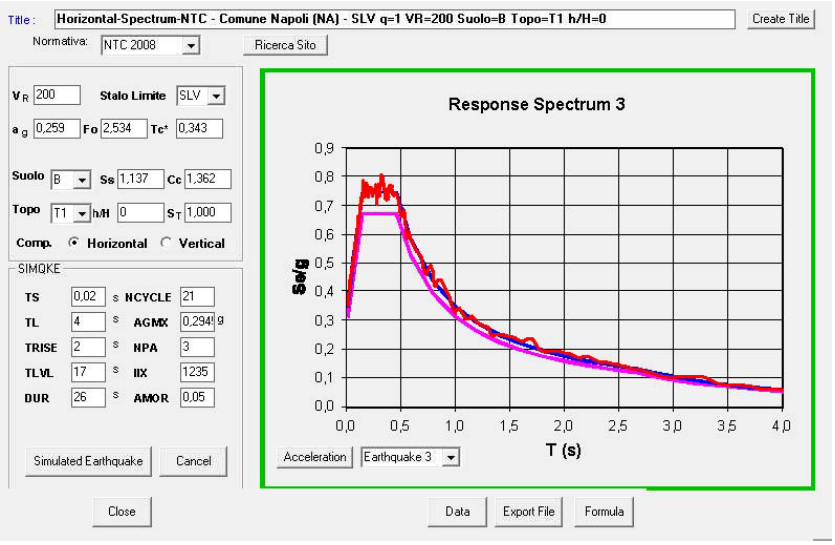


Figura 4-56: Verifica accelerogramma n° 3

4.5 Combinazioni delle azioni

Le azioni di cui ai paragrafi precedenti sono combinate tra loro, come già visto per l'impalcato, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto relative agli elementi strutturali di volta in volta considerati in base a quanto prescritto dal D.M. 14 Gennaio 2008 al paragrafo § 2.5.3 e al paragrafo §5.1.3.12. Di seguito di riportano le combinazioni delle azioni, i gruppi per le azioni da traffico, i coefficienti parziali e i coefficienti di combinazione della normativa.

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1}\cdot G_1 + \gamma_{G2}\cdot G_2 + \gamma_P\cdot P + \gamma_{Q1}\cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2}\cdot \psi_{02}\cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3}\cdot \psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}\cdot Q_{k2} + \psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \ldots \quad (2.5.6)$$

Tabella 5.1.IV – *Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico*

	Carichi sulla carreggiata					*Carichi su marciapiedi e piste ciclabili*
	Carichi verticali			**Carichi orizzontali**		**Carichi verticali**
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente. distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m^2
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m^2
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m^2			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m^2
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3ª categoria
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 5.1.V – *Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU*

		Coefficiente	EQU[1]	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Carichi permanenti non strutturali[2]	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_{Q}	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	γ_{e1}	0,90 1,00[3]	1,00 1,00[4]	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	γ_{e2}, γ_{e3}, γ_{e4}	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

(1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
(2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
(3) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
(4) 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - *Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali*

Azioni	*Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)*	*Coefficiente ψ_0 di combinazione*	*Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)*	*Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)*
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE Esecuzione	 0,6 0,8	 0,2 ----	 0,0 0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

4.5.1 Combinazioni delle azioni per gli SLU "non" sismici

Per il progetto e la verifica dei dispositivi antisismici, è stato necessario determinare il carico verticale in assenza di sisma per gli SLU, ovvero per la combinazione di carico (2.5.1) come prescritto nel paragrafo § 2.5.3.

$$\gamma_{G1}*G1 + \gamma_{G2}* G2 + \gamma_{P}*P + \gamma_{Q1}*Qk1 + \gamma_{Q2}*\psi_{02}*Qk2 + \ldots \qquad (2.5.1)$$

con

G1 valore caratteristico dei carichi permanenti strutturali

G2 valore caratteristico dei carichi permanenti non strutturali

P precompressione

Qk1, Qk2 azioni variabili

γ_{G1}, γ_{G2}, γ_{P}, γ_{Q1}, γ_{Q2} coefficineti parziali

Ψ_{02} coefficiente di combinazione

4.5.2 Combinazioni delle azioni per gli SLE "non" sismici

I dispositivi di vincolo, essendo fondamentalmente degli apparecchi di appoggio, debbono rispettare le relative norme per garantire la loro piena funzionalità rispetto alle azioni di servizio [§ 11.9.1 - NTC 2008]. Pertanto per le verifiche allo stato limite di esercizio non sismico gli isolatori devono, fungendo anche da appoggi, garantire le previste condizioni di vincolo sotto le seguenti azioni:

$$G1 + G2 + Q11 + \psi 02 Q22$$

in cui

Q11 = gr2 = fren/acc_k + SC1_freq

Q22 = temperatura

Ψ02 = coefficiente di combinazione pari a 0,6

4.5.3 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

L'azione sismica è combinata con le altre azioni mediante la combinazione di carico (2.5.5) prevista nel § 2.5.3 e nel § 3.2.4 con le relative indicazioni previste.

Quest'ultima prescrive: "*Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limiti ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3"* e che quì si riporta:

G1 + G2 + P + E + Σψ2jQkj (3.2.16)

in cui

G1 valore caratteristico dei carichi permanenti strutturali

G2 valore caratteristico dei carichi permanenti non strutturali

P precompressione

E azione sismica per lo stato limite in esame

Qkj azioni variabili

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

E = E (G1 + G2 + Σψ2jQkj) (3.2.17)

I valori dei coefficienti ψ2 j sono riportati nella Tabella 2.5.I (per i ponti tabella 5.I.V)

Nel caso dei ponti, nelle espressioni 3.2.16 e 3.2.17 si assumerà per i carichi dovuti al transito dei mezzi ψ2 j = 0,2 , quando rilevante."

Ai fini delle verifiche di resistenza per gli Stati Limite Ultimi (SLV), le azioni considerate in aggiunta a quella sismica (E) sono solo quelle dovute ai carichi permanenti (strutturali e non) considerando irrilevanti quelli da traffico e della temperatura, e sono state valutate secondo l'espressione:

G1+ G2 + E

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali, non considerando rilevanti quelli da traffico:

E = E(G1+ G2)

Per la verifica della capacità di spostamento degli isolatori allo stato limite di collasso (SLC) e dell'assenza del martellamento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) in genere si considera anche l'effetto prodotto dalle variazioni termiche (con un coefficiente di combinazione pari a 0,5) e gli effetti a lungo termine di ritiro e viscosità (sulle relative azioni su cui danno effetti).

G1 + G2 + E + ψ21Q11

in cui

Q11 la variazione termica

ψ21 coefficiente di combinazione pari a 0,5

4.6 Dimensionamento di massima degli isolatori

Gli isolatori LRB sono stati dimensionati seguendo lo stesso procedimento di calcolo lineare degli isolatori HDRB proposto da ALGA [20] nei propri cataloghi "Isolatori elastomerici HDRB/LRB". Tale metodo consiste nello schematizzare il dispositivo con un comportamento lineare mediante le proprie caratteristiche lineari equivalenti. In sostanza il calcolo si effettua sostituendo alla rigidezza orizzontale "Kr" e al coefficiente di smorzamento viscoso "ξ" dell'isolatore HDRB, la rigidezza orizzontale equivalente (o efficace) "Keff" e lo smorzamento viscoso equivalente (o efficace) ξeff dell'isolatore LRB. Tale procedura prende il nome di "calcolo lineare equivalente" e consiste nei seguenti passi:

1. Considerata la struttura al di sopra degli isolatori come un corpo rigido, si determina lo spettro di risposta di progetto della zona in esame per lo stato limite più sfavorevole (SLC). In un primo momento si considera uno smorzamento ξ pari al 5%.
1. Si sceglie un valore ipotetico del periodo proprio (T) per la struttura isolata intorno a 2 - 3 sec. Nel caso studio è stato considerato 2.
2. Si determina la massa sismica totale (M) della struttura isolata, il carico verticale massimo per ciascun isolatore in assenza di sisma allo SLU e il carico verticale massimo ammesso sull'isolatore in presenza di sisma allo SLC (ovvero il carico verticale massimo in presenza di sisma che provoca lo spostamento massimo dichiarato e garantito dal produttore)
3. Scelto il periodo proprio (T) del sistema isolato e determinata la massa (M), si può calcolare la rigidezza globale efficace necessaria (Keff) del sistema di isolamento attraverso la seguente relazione:

$$Keff = Kr = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot M}{T^2}$$

4. Tenendo conto della rigidezza globale (la somma delle rigidezze dei singoli isolatori deve essere più possibile uguale a Keff), della disposizione dei

dispositivi sulla struttura quindi dal numero di isolatori, del carico verticale massimo ammesso per ciascun isolatore (sia in assenza di sisma allo SLU, sia in presenza di sisma allo SLC), della domanda di spostamento orizzontale sismico dato da:

$$Smax = a_g \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi}\right)^2$$

(con a_g ricavata dallo spettro preso di riferimento con $\xi = 5\%$), si scelgono dagli appositi cataloghi gli isolatori elastomerici adatti alla situazione specifica. Da tener presente che nelle verifiche, nello spostamento massimo, dovrà essere considerato anche lo spostamento dovuto ai carichi permanenti, agli effetti a lungo termine e alla variazione termica (quest'ultima ridotta del 50%). Considerando che il comportamento dei dispositivi LRB è fortemente non lineare, implica che la rigidezza efficace Keff come lo smorzamento efficace ξeff sono validi solo per lo spostamento di progetto Smax considerato, che equivale a dire relativo allo stato limite considerato (SLV, SLC).

Per quanto riguarda la disposizione dei dispositivi sulla struttura, gli interassi della maglia strutturale devono essere scelti in modo tale da evitare o limitare le azioni di trazione negli isolatori [§ 7.10.4.2 - NTC 2008]. Nel caso in esame la disposizione è alquanto vincolante e precisamente sotto ogni trave principale in corrispondeza dei pulvini.

5. Disposti i vari isolatori sulla struttura si determina il centro di massa della struttura (CM) e il centro delle rigidezze (CR) per valutare la possibilità d'inserimento di eventuali appoggi semplici multidirezionali (dispositivi a rigidezza nulla) oppure di dispositivi ausiliari o le soluzioni alternative proposte dal §C7.10.4.2 [Circolare n. 617 del 2-2-2009] (§4.6.3), in modo che il centro delle rigidezza (CR) sia il più vicino possibile al centro delle masse (CM). In questo modo in fase sismica si attiveranno solo i modi di vibrare traslazionali, mentre eventuali modi di vibrare torsionali (estremamente dannosi e pericolosi) si attiveranno solo in minima parte. I modi di vibrare traslazionali hanno l'evidente vantaggio di far collaborare tutti gli isolatori allo stesso modo.

6. Una volta scelti gli isolatori, per tener conto della dissipazione di energia nell'analisi lineare modale, occorre affinare lo spettro di risposta in modo da inserire il valore di smorzamento effettivo degli isolatori stessi, riducendo lo spettro del fattore:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}}$$

Nell'analisi dinamica non lineare, invece, la dissipazione per isteresi viene messa in conto in maniera automatica dal programma di calcolo, fornendo i dati essenziali per definire i cicli d'isteresi: rigidezza orizzontale del nucleo, rigidezza orizzontale dell'elastomero (sottoforma di rapporto di rigidezza) e forza a limite elastico.

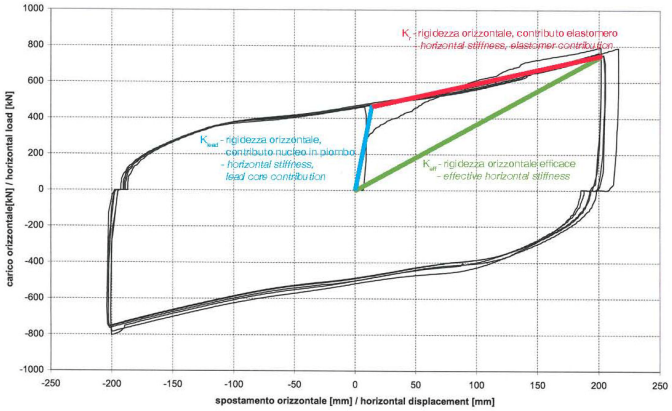


Figura 4-57: Legge carico-spostamento LRB

7. Effettuata l'analisi dinamica e ottenuti i primi risultati si verificano i seguenti punti:
    - Se si riscontrano carichi verticali e/o spostamenti maggiori di quelli ipotizzati, è necessario cambiare i dispositivi scelti, senza cambiare la rigidezza totale del sistema.
    - Se le forze sismiche nella struttura rimangono troppo elevate, è necessario aumentare l'isolamento. Questo si può effettuare o aumentando il periodo proprio del sistema di isolamento o aumentando lo smorzamento dei dispositivi. Partendo, infatti, da un dispositivo elastomerico normale si può optare ad una mescola HARD (dissipazione fino al 16%) oppure a un dispositivo con nucleo in piombo (dissipazione fino al 30%).

La norma inoltre prescrive che le tensioni di compressione a cui sono soggetti tali dispositivi devono essere per quanto possibili uniformi per minimizzare le differenze di comportamento. Particolare attenzione va posta, in termini di deformabilità verticale, quando isolatori di diverso tipo vengono utilizzati in un unico sistema d'isolamento [§ 7.10.4.2 - NTC 2008]. Accorciamenti verticali non trascurabili si possono avere anche nella condizione di isolatore deformato per la concentrazioni degli sforzi di compressione nell'aria di sovrapposizione tra le due piastre. Per tale motivo è consigliabile adottare isolatori in gomma molto rigidi verticalmente e, dunque, con fattori di forma primario e secondario piuttosto elevati, così da minimizzare gli spostamenti verticali in condizioni statiche e sismiche [§C7.10.4.2 - Circolare n. 617 del 2-2-2009].

4.6.1 Calcolo degli isolatori

Di seguito si riporta lo spettro di risposta di progetto preso in considerazione con i relativi valori nella tabella seguente

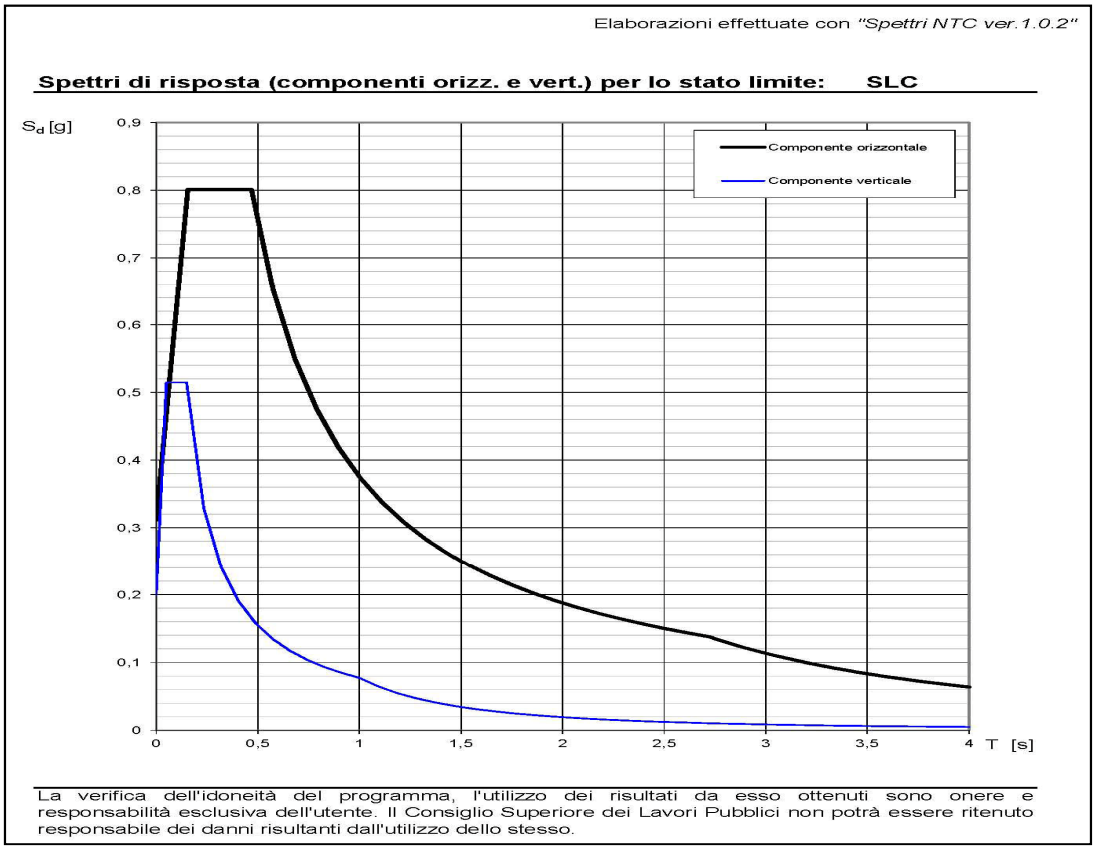
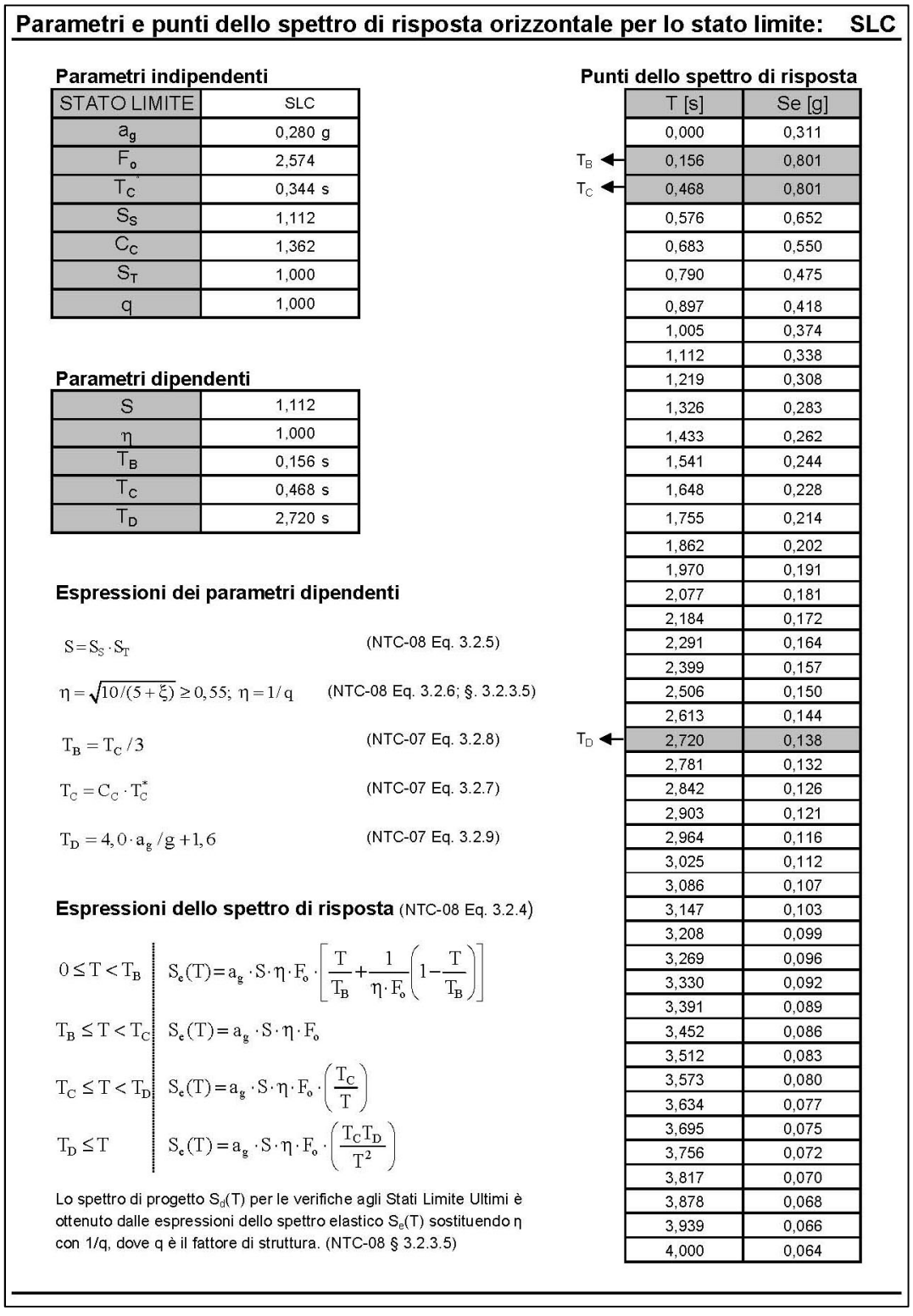


Figura 4-58: Spettro di risposta di progetto allo SLC 1/2



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLC

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLC
a_g	0,280 g
F_o	2,574
T_C^*	0,344 s
S_S	1,112
C_C	1,362
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,112
η	1,000
T_B	0,156 s
T_C	0,468 s
T_D	2,720 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55;\ \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$0 \leq T < T_B$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$

$T_B \leq T < T_C$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$

$T_C \leq T < T_D$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$

$T_D \leq T$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con 1/q, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,311
T_B ←	0,156	0,801
T_C ←	0,468	0,801
	0,576	0,652
	0,683	0,550
	0,790	0,475
	0,897	0,418
	1,005	0,374
	1,112	0,338
	1,219	0,308
	1,326	0,283
	1,433	0,262
	1,541	0,244
	1,648	0,228
	1,755	0,214
	1,862	0,202
	1,970	0,191
	2,077	0,181
	2,184	0,172
	2,291	0,164
	2,399	0,157
	2,506	0,150
	2,613	0,144
T_D ←	2,720	0,138
	2,781	0,132
	2,842	0,126
	2,903	0,121
	2,964	0,116
	3,025	0,112
	3,086	0,107
	3,147	0,103
	3,208	0,099
	3,269	0,096
	3,330	0,092
	3,391	0,089
	3,452	0,086
	3,512	0,083
	3,573	0,080
	3,634	0,077
	3,695	0,075
	3,756	0,072
	3,817	0,070
	3,878	0,068
	3,939	0,066
	4,000	0,064

Figura 4-59: Spettro di risposta di progetto allo SLC 2/2

Nelle tabelle che seguono, invece, viene riportato il calcolo effettuato per determinare la rigidezza dei singoli dispositivi per i vari tratti, il carico verticale massimo in presenza di sisma, il carico verticale massimo in assenza di sisma e lo spostamento sismico.

Si ricorda che con “dx” e “sx” si indica destro e sinistro rispetto alla direzione che va da Vomero (zona rampe) a Capodichino (l’altra estremità).

Si riportanto qui di seguito i carichi considerati (pesi specifici, a metro lineare) per il calcolo con le relative combinazioni:

COMBINAZIONI		
COMBINAZIONE SISMICA	$G_1 + G_2 + P + E$	con $E = E(G_1, G_2)$
COMBINAZIONE SLU	$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{Q2} \cdot Q_{k2} + \dots$	con Qk1 = carico da traffico

VIADOTTO (2 impalcati)		
trave long. app.		14,56 kN/ml di trave
trave long. mezz.		5,32 kN/ml di trave
traversi		6,87 kN/ml di trave
travi acc zona rampa curva a sx		5,181 kN/ml di trave
soletta cls a ml d'impalcato		184,8 kN/ml di 2 impal
pavim + imperm a ml d'impalc.+cordoli		92,4 kN/ml di 2 impal
sicurvia		3 kN/ml di sicurvia
rete di protezione		3 kN/ml di rete
Schema carico 1, corsia 1	tandem	600 kN
	uniforme	9 kN/mq
Schema carico 1, corsia 2	tandem	400 kN
	uniforme	2,5 kN/mq
Schema carico 1, corsia 3	tandem	200 kN
	uniforme	2,5 kN/mq
Schema carico 1, corsia 4	uniforme	2,5 kN/mq
Schema carico folla	unif.val.combinaz	2,5 kN/mq
	γG1 =	1,35
	γG2 =	1,5
	γQ1 =	1,35

ANALISI DEI CARICHI	
peso specifico cls	25 kN/mc
peso specifico acc.	78,5 kN/mc
peso pavimentazione a mq (7 cm = 4 cm binder + 3 cm usura) + imperm. (3 cm) - 300kg/mq	3,5 kN/mq

RAMPA	
trave long	9,5625 kN/ml di trave
traversi	6,5 kN/ml di trave
soletta cls da 20 cm	36 kN/ml d'impalcato
cordoli cls da 14 cm a ml d'impalc	10,15
pavim + imperm a ml d'impalc.+ cordoli	15,05 kN/ml d'impalc.
sicurvia	3 kN/ml di sicurvia
rete di protezione	3 kN/ml di rete

Per ogni tronco del viadotto (rettilineo, curva a sx, curva a dx, grigliato rampa), vengono riportati i calcoli per determinare il carico massimo verticale in assenza di sisma, il carico massimo verticale in presenza di sisma e lo spostamento massimo allo SLC. Si noti che per la curva sx e la rampa le immagini del calcolo vengono riportate invertite.

RETTILINEO - T = 2 sec							
		peso a ml	ml	PESO VERT TOT SISMICO.	PESO VERT MAX SLU		
trave long app. [ml di trave]		14,56	1180,8	17192,448	1,35	98,4	1934,15
trave long mezz. [ml di trave]		5,32	1115,2	5932,864	1,35	65,6	471,14
traversi [ml di trave]		6,87	288	1978,56	1,35	9	83,47
soletta cls [ml d'imp.]		184,8	287	53037,6	1,35	41	5114,34
pavim + imperm + cordoli [ml d'imp.]		92,4	287	26518,8	1,5	41	2841,30
sicurvia x4 [ml d'imp.]		12	287	3444	1,5	82	738,00
rete di protezione x2 [ml d'imp.]		6	287	1722	1,5	41	184,50
			PESO TOT [kN]	109826			
			MASSA TOT [Kgm=N/9,81m/s^2]	11195339			
Schema carico 1, corsia 1	tandem	600	1	1,35			810
	uniforme	27	41	1,35			1494,45
Schema carico 1, corsia 2	tandem	400	1	1,35			540
	uniforme	7,5	41	1,35			415,125
Schema carico 1, corsia 3	tandem	200	1	1,35			270
	uniforme	7,5	41	1,35			415,125
Schema carico 1, corsia 4	uniforme	5,625	41	1,35			311,34375
Schema carico folla	unif.val.combinaz	2	41	1,35			110,7
						PESO TOT [kN]	15733,64385

RETTILINEO - T = 2 sec

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k}} \Rightarrow k = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \cdot m$$

T = 2 sec
a(T_slc) = 1,87 m/s^2

$$k = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \cdot m =$$

RIGIDEZZA TOTALE	
110493563,45 kgm/s^2 = N/m	
110493,56	kN/m
110,49	kN/mm
n° dispositivi =	64
Kr =	1,73 kN/mm

$$S\,\mathrm{max} = ag \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi}\right)^2 =$$

Vsism =	1716,04 kN
Vmax =	3933,41 kN
Smax =	0,19 m
S_ΔT=	0,06 m
S_TOT	250,31 mm

CURVA A SX - T = 2 sec

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k}} \Rightarrow k = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \cdot m$$

T = 2 sec
a(T_slc) = 1,87 m/s^2

$$k = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \cdot m =$$

103674010,79 kgm/s^2 = N/m		
103674,01	kN/m	
103,67	kN/mm	
n° dispositivi =	69	
Kr =	1,50 kN/mm	

$$S\,\mathrm{max} = ag \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi}\right)^2 =$$

Vsism =	1493 kN
Vmax =	3808 kN
Smax =	0,19 m
S_ΔT=	0,05 m
S_TOT	242 mm

CURVA A SX - T = 2 sec

		peso a ml	ml/mq	PESO VERT TOT SISMICO.	PESO VERT MAX SLU		
trave long app. [ml di trave]		14,56	1131,6	16476,096	1,35	123	2417,69
trave long mezz. [ml di trave]		5,32	1002	5330,64	1,35	82	588,92
traversi [ml di trave]		6,87	283,5	1947,645	1,35	9	83,47
trave zona rampa		5,181	60,9	315,5229	1,35	60,9	425,96
soletta cls da 28 cm a mq		7	7100	49700	1,35	660	6237,00
cordoli cls da 14 cm a mq		3,5	959,4	3357,9	1,5	79,95	419,74
pavim + imperm da 10 cm a mq		3,5	6140,6	21492,1	1,5	580	3045,26
sicurvia x4 [ml d'imp.]		12	246	2952	1,5	82	738,00
rete di protezione x2 [ml d'imp.]		6	246	1476	1,5	41	369,00
			PESO TOT [kN]	103048			
			MASSA TOT [Kgm=N/9,81m/s^2]	10504373			
Schema carico 1, corsia 1	tandem	600	1	1,35			810
	uniforme	27	41	1,35			1494,45
Schema carico 1, corsia 2	tandem	400	1	1,35			540
	uniforme	7,5	41	1,35			415,125
Schema carico 1, corsia 3	tandem	200	1	1,35			270
	uniforme	7,5	41	1,35			415,125
Schema carico 1, corsia 4	uniforme	11,875	41	1,35			657,28125
Schema carico folla	unif.val.combinaz	2	41	1,35			110,7
						PESO TOT [kN]	19037,72

CURVA A dX - T = 2 sec

		peso a ml	ml/mq	PESO VERT TOT SISMICO.	PESO VERT MAX SLU		
trave long app. [ml di trave]		14,56	393,6	5730,816	1,35	98,4	1934,15
trave long mezz. [ml di trave]		5,32	457,6	2434,432	1,35	65,6	471,14
traversi [ml di trave]		6,87	134,4	923,328	1,35	9	83,47
soletta cls da 28 cm a mq		7	2808,96	19662,72	1,35	541,2	5114,34
cordoli cls da 14 cm a mq		3,5	414,96	1452,36	1,5	79,95	419,74
pavim + imperm da 10 cm a mq		3,5	2394	8379	1,5	461,25	2421,56
sicurvia x4 [ml d'imp.]		12	106,4	1276,8	1,5	82	738,00
rete di protezione x2 [ml d'imp.]		6	106,4	638,4	1,5	41	184,50
			PESO TOT [kN]	40498			
			MASSA TOT [Kgm=N/9,81m/s^2]	4128222			
Schema carico 1, corsia 1	tandem	600	1	1,35			810
	uniforme	27	41	1,35			1494,45
Schema carico 1, corsia 2	tandem	400	1	1,35			540
	uniforme	7,5	41	1,35			415,125
Schema carico 1, corsia 3	tandem	200	1	1,35			270
	uniforme	7,5	41	1,35			415,125
Schema carico 1, corsia 4	uniforme	5,625	41	1,35			311,34375
Schema carico folla	unif.val.combinaz	2	41	1,35			110,7
						PESO TOT [kN]	15733,64

CURVA A dX - T = 2 sec

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k}} \Rightarrow k = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \cdot m$$

T = 2 sec
a(T_slc) = 1,87 m/s^2

$$k = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \cdot m =$$

RIGIDEZZA TOTALE		
40743916,19 kgm/s^2 = N/m		
40743,92	kN/m	
40,74	kN/mm	
n° dispositivi =	32	
Kr =	1,27 kN/mm	

$$S\,\mathrm{max} = ag \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi}\right)^2 =$$

Vsism =	1266 kN
Vmax =	3933,41 kN
Smax =	0,19 m
S_ΔT=	0,03 m
S_TOT	215,87 mm

RAMPA (CAMPATA) E/U- T = 2 sec

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k}} \Rightarrow k = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \cdot m$$

T = 2 sec
a(T_slc) = 1,87 m/s^2

$$k = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \cdot m =$$

RIGIDEZZA TOTALE		
2180920,99 kgm/s^2 = N/m		
2180,92	kN/m	
2,18	kN/mm	
n° dispositivi =	6	
Kr =	0,36 kN/mm	

$$S\,\mathrm{max} = ag \cdot \left(\frac{T}{2 \cdot \pi}\right)^2 =$$

Vsism =	361 kN
Vmax =	765,47 kN
Smax =	0,19 m
S_ΔT=	0,00 m
S_TOT	194,24 mm

RAMPA (CAMPATA) E/U- T = 2 sec							
		peso kN a ml	ml/mq	PESO VERT TOT SISMICO.	PESO VERT MAX SLU		
trave long [ml di trave]		9,5625	60	573,75	1,35	60	774,56
traversi [ml di trave]		6,5	20	130	1,35	20	175,50
soletta cls da 20 cm a ml d'impalc		36	20	720	1,35	20	972,00
cordoli cls da 14 cm a ml d'impalc		10,15	20	203	1,5	20	304,50
pavim + imperm da 10 cm a ml d'imp		15,05	20	301	1,5	20	451,50
sicurvia x2 [ml d'imp.]		6	20	120	1,5	20	90,00
rete di protezione x2 [ml d'imp.]		6	20	120	1,5	20	90,00
			PESO TOT [kN]	2168			
			MASSA TOT [Kgm=N/9,81m/s^2]	220973			
Schema carico 1, corsia 1	tandem	600	1	1,35			810
	uniforme	27	20	1,35			729
Schema carico 1, corsia 2	tandem	400	0	1,35			0
	uniforme	7,5	0	1,35			0
Schema carico 1, corsia 3	tandem	200	0	1,35			0
	uniforme	7,5	0	1,35			0
Schema carico 1, corsia 4	uniforme	3,25	20	1,35			87,75
Schema carico folla	unif.val.combinaz	2	40	1,35			108
						PESO TOT [kN]	4592,81

4.6.2 Scelta isolatori

Considerando, come già descritto, la rigidezza globale equivalente, il carico verticale massimo agente sull'isolatore in presenza del sisma allo SLC e in assenza di sisma allo SLU, la domanda di spostamento orizzontale sismico determinata in prima approssimazione nel precedente paragrafo, si scelgono i dispositivi opportuni per la situazione in esame. Da tener presente, inoltre, che un isolatore sismico deve essere progettato, e verificato, per una domanda di spostamento definitiva pari alla somma dello spostamento derivato dalle azioni sismiche allo SLC (inclusi gli effetti torsionali) e dello spostamento in esercizio prodotto dalle azioni da ritiro, fluange e termiche (ridotte quest'ultime al 50%).

Facendo uso dei cataloghi della FIP-INDUSTRIALE [22]sono stati determinati i dispositivi idonei al caso. Il ciclo isteretico forza-spostamento, schematizzato con una relazione bilineare del tipo in figura 4-60, viene caratterizzato dai parametri *d1*, *F1*, *d2*, *F2*. Si riporta una sezione del dispositivo, una leggenda e la tabella delle caratteristiche dei diversi isolatori con spostamento massimo pari a 350 mm.

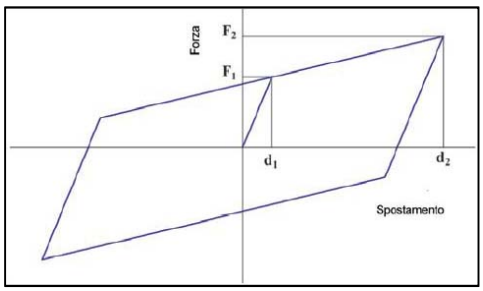


Figura 4-60: Ciclo isteretico forza-spostamento

SPOSTAMENTO 350 mm

LRB-S	V	F_{zd}	K_e	ξ_e	F_2	F_1	d_1	K_v	D_g	t_e	h	H	Z
	kN	kN	kN/mm	%	KN	KN	mm	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm
			per d_2^{SLV} = 292mm										
LRB-S 500/175-110	240	2070	0.77	27	224	106	14	665	500	175	317	367	550
LRB-S 550/175-120	580	3100	0.92	27	270	126	14	902	550	175	317	367	600
LRB-S 600/180-130	900	3620	1.08	27	314	148	15	956	600	180	307	357	650
LRB-S 650/180-140	1530	5060	1.26	27	367	172	15	1232	650	180	317	377	700
LRB-S 700/175-150	2120	6080	1.48	26	430	197	14	1364	700	175	297	357	750
LRB-S 750/175-160	3030	8100	1.69	26	492	225	14	1695	750	175	297	357	800
LRB-S 800/176-175	3530	9150	1.95	27	570	268	14	1785	800	176	289	349	850
LRB-S 850/176-185	4870	11810	2.20	27	641	300	14	2160	850	176	289	349	900
LRB-S 900/180-195	5270	12940	2.42	27	707	333	15	2235	900	180	306	366	950
LRB-S 1000/180-200	8230	20250	2.81	24	819	354	15	3140	1000	180	316	396	1050
LRB-S 1100/190-200	11270	25900	3.07	22	894	360	15	3639	1100	190	322	402	1150
LRB-S 1200/187-200	14230	34520	3.48	20	1016	365	15	4435	1200	187	311	391	1250

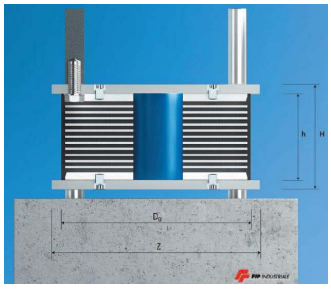


Figura 4-61: Proprietà isolatori e sezione isolatore LRB

Legenda

V	Carico verticale massimo agente sull'isolatore in presenza del sisma corrispondente allo SLC (allo spostamento d_2^{SLC})
F_{zd}	Carico verticale massimo agente sull'isolatore in assenza di sisma (SLU), concomitante con rotazione 0 e spostamento orizzontale 10 mm
K_e	Rigidezza orizzontale equivalente (allo spostamento d_2^{SLV})
ξ_e	Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente (allo spostamento d_2^{SLV})
F_2	Forza massima (allo spostamento d_2^{SLV})
F_1	Forza al limite elastico
d_1	Spostamento al limite elastico
K_v	Rigidezza verticale
D_g	Diametro elastomero
t_e	Spessore totale gomma
h	Altezza escluse piastre di ancoraggio
H	Altezza totale incluse piastre di ancoraggio
Z	Lato piastre di ancoraggio

Figura 4-62: Legenda

Sono stati considerati i seguenti dispositivi ELASTO-PLASTICI (tutti con spostamento massimo, dichiarato e garantito allo SLC, pari a 350 mm):

LRB-S 750/175-160 per il tratto in rettilineo

LRB-S 700/175-150 per il tratto in curva a sx

LRB-S 650/180-140 per il tratto in curva a dx

LRB-S 550/175-120 per il grigliato rampa

dove:

LRB sta per *lead rubber bearing* ovvero isolatore elastomerico con nucleo in piombo

S sta per il tipo di mescola S o SN (S = mescola con Gdin=0,4 MPa, SN = mescola con Gdin=0,6 MPa)

1° valore sta per il diametro esterno dell'isolatore in mm (Dg)

2° valore sta per lo spessore totale degli strati in gomma in mm (te)

3° valore sta per il diametro nel nucleo in piombo i mm (non presente nella tabella)

Gli isolatori elastomerici con nucleo in piombo della serie LRB (lead rubber bearing), come visto nel §4.1, sono dispositivi d'appoggio in elastomero armato, cioè costituiti da strati alterni di acciaio e di elastomero collegati mediante vulcanizzazione, con un nucleo centrale in piombo di forma cilindrica. La dissipazione di energia fornita dal nucleo, mediante la sua plasticizzazione, consente di ottenere un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente fino a circa il 30%, cioè il doppio di quello ottenibile con gli isolatori elastomerici ad alto smorzamento (SI o HDRB). Grazie all'elevata capacità dissipativa si riesce a ridurre sia lo spostamento orizzontale che le forze, rispetto a quello di un sistema d'isolamento con la stessa rigidezza equivalente ma con minore capacità dissipativa. Solitamente sono a pianta circolare, ma possono essere realizzati anche a sezione quadrata, eventualmente con più di un nucleo in piombo.

Come si può notare nella tabella riportata sopra vengono indicati i valori di Ke (rigidezza equivalente) e di ξe (coeff. di smorzamento viscoso equivalente) per uno spostamento d2_SLV (corrispondente allo stato limite di salvaguardia della vita – SLV) assunto pari a quello corrispondente allo Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC) d2_SLC diviso per il coefficiente 1,2.

La rigidezza equivalente Ke e lo smorzamento equivalente ξe che dipendono dallo spostamento massimo d2 e dalla forza corrispondente F2 a cui sono riferiti secondo le seguenti formule:

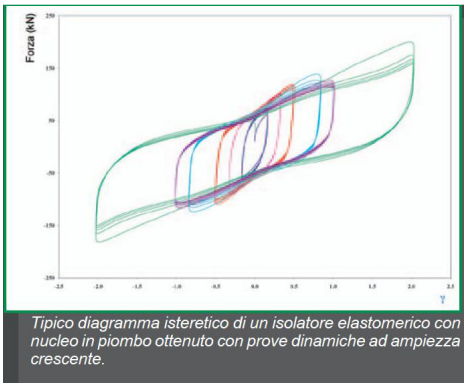
$$Ke = \frac{F2}{d2}$$

$$\xi e = \frac{2}{\pi} \cdot \left[\frac{F1}{F2} - \frac{d1}{d2}\right]$$

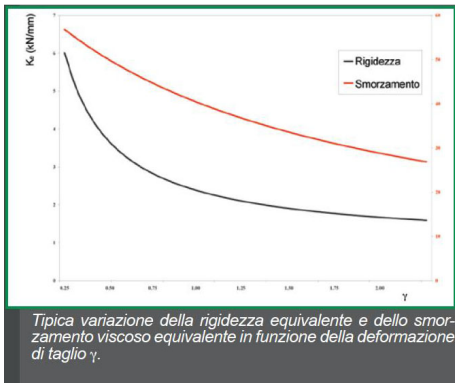
Tali parametri possono essere utilizzati per linearizzare il comportamento isteretico dell'isolatore se consentito dalla normativa (§ 7.10.5.2 del DM 14/01/2008), sfruttando così la rapidità di un'analisi lineare rispetto a quella non lineare.

Un esempio di diagramma isteretico reale, eseguito con prove dinamiche ad ampiezza crescente, viene riportato nella figura sottostante insieme all'andamento di ke e di ξe in

funzione della deformazione di taglio γ dell'elastomero (in questo caso dell'isolatore LRB-S 800/200-175)



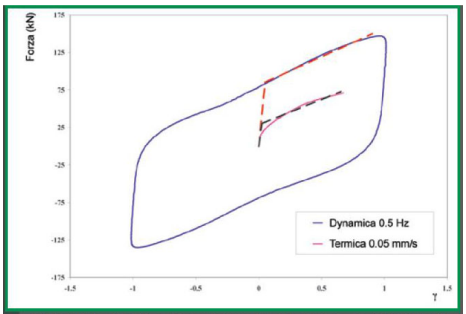
Tipico diagramma isteretico di un isolatore elastomerico con nucleo in piombo ottenuto con prove dinamiche ad ampiezza crescente.



Tipica variazione della rigidezza equivalente e dello smorzamento viscoso equivalente in funzione della deformazione di taglio γ.

Figura 4-63: Diagramma isteretico con prove dinamiche e rigidezza e smorzamento equivalente in funzione della deformazione a taglio

In caso di deformazioni lente, ad es. indotte dalle variazioni termiche, il legame costitutivo dell'isolatore LRB è sempre bilineare, ma con parametri diversi da quelli corrispondenti a deformazioni veloci, quali quelle indotte dal sisma. Come si può notare dal seguente grafico, le forze che si sviluppano a fronte di deformazioni lente sono molto inferiori a quelle che si sviluppano durante un sisma. In particolare, si può assumere una forza di snervamento pari a circa 1/3 di quella dinamica, ed una rigidezza post-elastica pari al 90% di quella dinamica.

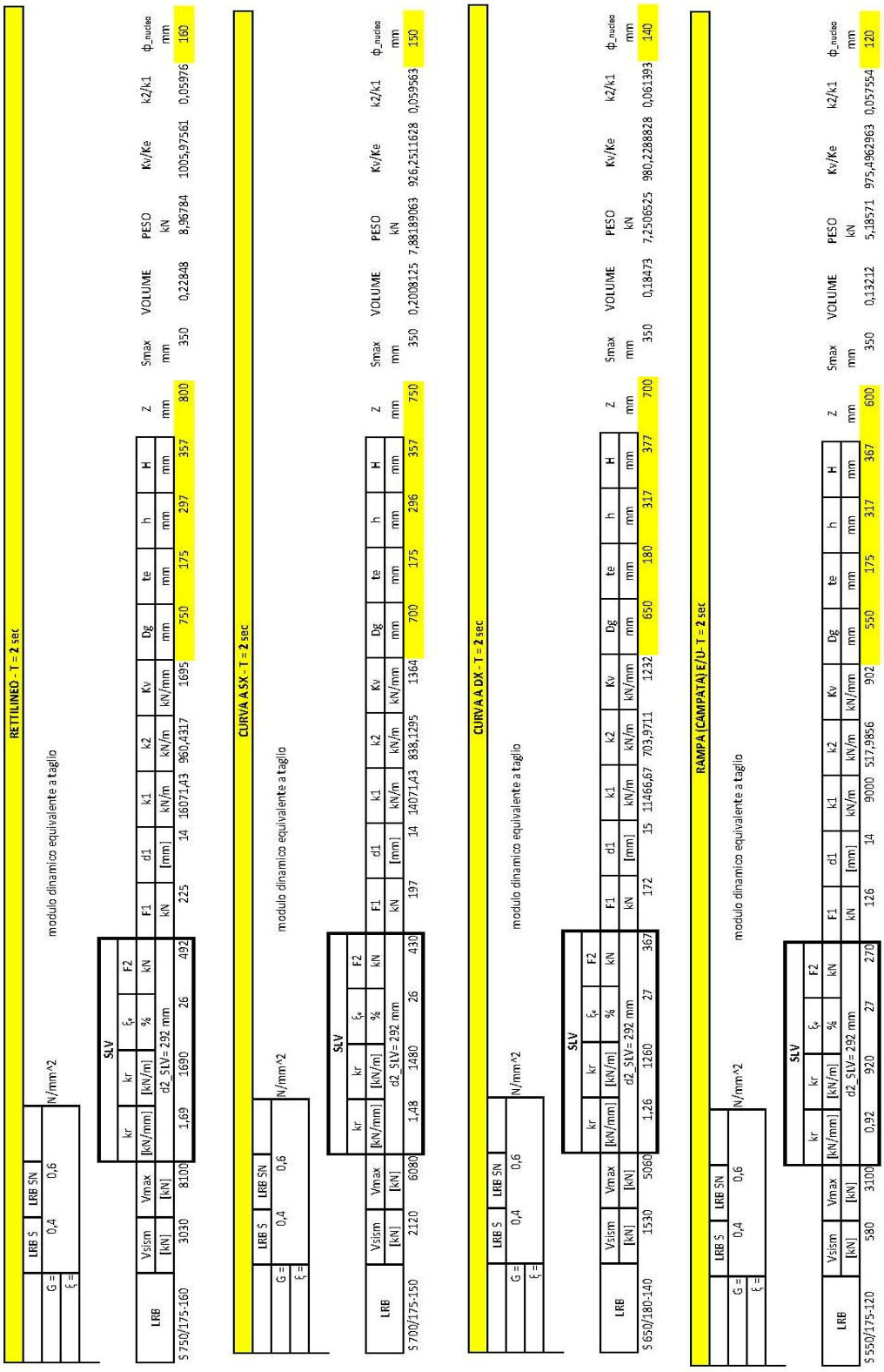


Confronto tra il comportamento dinamico e quasi-statico ottenuto in prove a diversa velocità (prova dinamica con input sinusoidale alla frequenza di 0.5 Hz e prova di simulazione della variazione termica alla velocità di 0.05 mm/s).

Figura 4-64: Rigidezza in funzione della temperatura

Nelle tabelle che seguono vengono riepilogate tutte le caratteristiche degli isolatori scelti compreso il rapporto *Kv/Ke* per mettere in conto la deformabilità verticale degli isolatori [7.10.5.2 - NTC2008]. Come si può notare il rapporto tra la rigidezza verticale del sistema di isolamento *Kv* e la rigidezza equivalente orizzontale *Kesi*

(=Ke) è superiore a 800, pertanto la deformabilità verticale degli isolatori non dovrà essere messa in conto.



RETTILINEO - T = 2 sec

	LRB S	LRB SN	
G =	0,4	0,6	N/mm^2
ξ =			

modulo dinamico equivalente a taglio

LRB	Vsism	Vmax	SLV kr	SLV kr	SLV ξe	SLV F2	F1	d1	k1	k2	Kv	Dg	te	h	H	Z	Smax	VOLUME	PESO	Kv/Ke	k2/k1	Φ_nucleo
	[kN]	[kN]	[kN/mm]	[kN/m]	%	kN	kN	[mm]	kN/m	kN/m	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		kN			mm
			d2_SLV= 292 mm																			
S 750/175-160	3030	8100	1,69	1690	26	492	225	14	16071,43	960,4317	1695	750	175	297	357	800	350	0,22848	8,96784	1005,97561	0,05976	160

CURVA A SX - T = 2 sec

	LRB S	LRB SN	
G =	0,4	0,6	N/mm^2
ξ =			

modulo dinamico equivalente a taglio

LRB	Vsism	Vmax	SLV kr	SLV kr	SLV ξe	SLV F2	F1	d1	k1	k2	Kv	Dg	te	h	H	Z	Smax	VOLUME	PESO	Kv/Ke	k2/k1	Φ_nucleo
	[kN]	[kN]	[kN/mm]	[kN/m]	%	kN	kN	[mm]	kN/m	kN/m	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		kN			mm
			d2_SLV= 292 mm																			
S 700/175-150	2120	6080	1,48	1480	26	430	197	14	14071,43	838,1295	1364	700	175	296	357	750	350	0,2008125	7,88189063	926,2511628	0,059563	150

CURVA A DX - T = 2 sec

	LRB S	LRB SN	
G =	0,4	0,6	N/mm^2
ξ =			

modulo dinamico equivalente a taglio

LRB	Vsism	Vmax	SLV kr	SLV kr	SLV ξe	SLV F2	F1	d1	k1	k2	Kv	Dg	te	h	H	Z	Smax	VOLUME	PESO	Kv/Ke	k2/k1	Φ_nucleo
	[kN]	[kN]	[kN/mm]	[kN/m]	%	kN	kN	[mm]	kN/m	kN/m	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		kN			mm
			d2_SLV= 292 mm																			
S 650/180-140	1530	5060	1,26	1260	27	367	172	15	11466,67	703,9711	1232	650	180	317	377	700	350	0,18473	7,2506525	980,2288828	0,061393	140

RAMPA (CAMPATA) E/U - T = 2 sec

	LRB S	LRB SN	
G =	0,4	0,6	N/mm^2
ξ =			

modulo dinamico equivalente a taglio

LRB	Vsism	Vmax	SLV kr	SLV kr	SLV ξe	SLV F2	F1	d1	k1	k2	Kv	Dg	te	h	H	Z	Smax	VOLUME	PESO	Kv/Ke	k2/k1	Φ_nucleo
	[kN]	[kN]	[kN/mm]	[kN/m]	%	kN	kN	[mm]	kN/m	kN/m	kN/mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		kN			mm
			d2_SLV= 292 mm																			
S 550/175-120	580	3100	0,92	920	27	270	126	14	9000	517,9856	902	550	175	317	367	600	350	0,13212	5,18571	975,4962963	0,057554	120

Tabella 4-1: Caratteristiche degli isolatori scelti

I presenti isolatori sono dotati di sistemi di ancoraggio di tipo meccanico per il trasferimento delle forze orizzontali, in accordo alle normative italiane ed internazionali. Essi sono progettati secondo la normativa sismica italiana (D.M. 14/01/2008 e Circolare 02/02/2009 n 617), soddisfando integralmente le prescrizioni riportate nel § 11.9: procedure di qualificazione e di accettazione dei materiali e dei dispositivi . Inoltre sono progettati secondo la norma europea UNI EN 1337-3:2005 (appoggi strutturali. Parte 3: appoggi elastomerici) per quanto riguarda le condizioni di esercizio non sismiche.

4.6.3 Calcolo del centro di massa e delle rigidezze

Per minimizzare gli effetti torsionali, la proiezione del centro di massa (CM) della sovrastruttura sul piano degli isolatori ed il centro di rigidezza (CR) dei dispositivi di isolamento o, nel caso di sottostruttura flessibile, il centro di rigidezza del sistema sottostruttura-isolamento debbono essere, per quanto possibile, coincidenti [§ 7.10.4.2 - NTC 2008]. Occorre pertanto, come prescrive la circolare al punto §C7.10.4.2, evitare o limitare quanto più possibile le eccentricità massa-rigidezza, cosa peraltro facilmente ottenibile attraverso una corretta progettazione degli isolatori e dei dispositivi ausiliari, e incrementare la rigidezza e/o resistenza torsionale del sistema d'isolamento. Ciò si può ottenere con una delle seguenti soluzioni:

- maggiorando la rigidezza degli isolatori elastomerici periferici
- disponendo dispositivi ausiliari che conferiscono rigidezza e/o resistenza, lungo il perimetro
- inserendo eventuali appoggi semplici multidirezionali a rigidezza nulla
- disponendo, in caso d'uso di isolatori misti, gli elastomerici lungo il perimetro e gli isolatori a scorrimento nella zona centrale.

<u>Calcolo del centro di massa:</u>

Richiamando i carichi, già visti, si ricava il centro di massa per ogni tronco del viadotto (rettilineo, curva a sx, curva a dx) e ogni singolo grigliato delle rampe. Nel determinare la massa si considerano le masse derivanti da metà pila, pulvino, isolatori, impalcato e dei sistemi di riferimento opportuni.

CLS arm =	25	kN/m^3
acciaio =	78,5	kN/m^3
trave app =	14,56	kN/m
trave mezz =	5,32	kN/m
traversi =	6,87	kN/m
trave rampa long. acciaio =	1,65	kN/m
soletta (28cm) =	7	kN/m^2
Giunti, irrigid., pannelli danima e controventi	0,30	del peso delle travi
pavim/marc/imperm.	3,50	kN/m^2
rete/sicurvia/	3,00	kN/m
pila 4x2,3=	81,50	kN/m
pila 5x2,8=	155,00	kN/m
pulvino tipo 1 =	154,00	kN/m
pulvino tipo 2 =	181,25	kN/m
pulvino tipo 3 =	177,25	kN/m
pulvino tipo 4 =	136,00	kN/m
pulvino tipo 5 =	128,00	kN/m
pulvino tipo 6 =	145,00	kN/m
pulvino tipo 7 =	154,35	kN/m
pulvino tipo 8 =	158,50	kN/m
pulvino tipo 9 =	167,50	kN/m

Isol rettilineo=	9	kN
Isol curva sx=	8	kN
Isol curva dx=	7,5	kN
Isol rampa=	5,2	kN
trave rampa long. CAP =	9,56	kN/m
traversi rampa (lung 5 m) =	7,5	kN/m
soletta (20cm) =	5	kN/m^2
pavim/marc/imperm.	3,50	kN/m^2
rete/sicurvia/	3,00	kN/m
pila 3,5x2 tipo bassa =	108,50	kN/m
pila 3,5x2 tipo media =	76,00	kN/m
pila 3,5x2 tipo alta =	58,5	kN/m
	81	kN/m
pila 5x2,8=	155,00	kN/m
pulvino da 7m =	830,25	kN
pulvino da 5m =	625,00	kN
pulvino da 12m =	1375,00	kN

Per quanto riguarda il rettilineo si ha:

		TABLE: Bridge Bent Definitions 2 - Column Data				
		Bent	ColNum	Section	Distance	Height
		Text	Text	Text	m	m
RETTILINEO	6	Allineamento 6 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	29,69
		Allineamento 6 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	29,69
	7	Allineamento 7 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	27,28
		Allineamento 7 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	27,28
	8	Allineamento 8 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	19,32
		Allineamento 8 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	19,32
	9	Allineamento 9 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	21,37
		Allineamento 9 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	21,37
	10	Allineamento 10 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	23,42
		Allineamento 10 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	23,42
	11	Allineamento 11 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	25,47
		Allineamento 11 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	25,47
	12	Allineamento 12 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	23,52
		Allineamento 12 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	23,52
	13	Allineamento 13 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	29,6
		Allineamento 13 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	29,6

Bent	Section	peso lineare	Height_rif.	PESO TOT ELEM	PESO TELAIO
			m	kN	
	4x2,3x2	163,00	14,85	2419,74	
6	pulv tipo 4	136,00	24,4	3318,40	2941,07
	isolatori	9	16	144,00	
	4x2,3x2	163,00	13,64	2223,32	
7	pulv tipo 5	128,00	24,4	3123,20	5418,52
	isolatori	9	8	72,00	
	4x2,3x2	163,00	9,66	1574,58	
8	pulv tipo 5	128,00	24,4	3123,20	4769,78
	isolatori	9	8	72,00	
	4x2,3x2	163,00	10,69	1741,66	
9	pulv tipo 5	128,00	24,4	3123,20	4936,86
	isolatori	9	8	72,00	
	4x2,3x2	163,00	11,71	1908,73	
10	pulv tipo 5	128,00	24,4	3123,20	5103,93
	isolatori	9	8	72,00	
	4x2,3x2	163,00	12,74	2075,81	
11	pulv tipo 5	128,00	24,4	3123,20	5271,01
	isolatori	9	8	72,00	
	4x2,3x2	163,00	11,76	1916,88	
12	pulv tipo 5	128,00	24,4	3123,20	5112,08
	isolatori	9	8	72,00	
	4x2,3x2	163,00	14,8	2412,40	
13	pulv tipo 6	145,00	24,4	3538,00	3047,20
	isolatori	9	16	144,00	
impalcato	trave app	14,56	1180,8	17192,45	
	trave mezz	5,32	1115,2	5932,86	
	traversi	6,87	292,5	2009,48	109857,19
	soletta	7	7576,8	53037,60	
	portati area	3,50	7576,8	26518,80	
	portati linea	3,00	1722	5166,00	

	mi	xi	xi*mi	yi	yi*mi
6	2941	0,00	0,00	0,00	0,00
7	5419	41,00	222159,32	0,00	0,00
8	4770	82,00	391121,96	0,00	0,00
9	4937	123,00	607233,17	0,00	0,00
10	5104	164,00	837044,52	0,00	0,00
11	5271	205,00	1080556,03	0,00	0,00
12	5112	246,00	1257571,68	0,00	0,00
13	3047	287,00	874546,40	0,00	0,00
impalcato	109857	143,50	15764506,33	0,00	0,00
	146458		21034739,40		0

$$X_G = \frac{\sum x_i \cdot m_i}{\sum m_i} =$$ 143,62 m

$$Y_G = \frac{\sum y_i \cdot m_i}{\sum m_i} =$$ 0 m

Per quanto riguarda la curva a sx si ha:

		TABLE: Bridge Bent Definitions 2 - Column Data				
		Bent	ColNum	Section	Distance	Height
		Text	Text	Text	m	m
CURVA A SX	spalla	Spalla dx				
		Spalla sx				
	1	Allineamento 1 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	12,63
		Allineamento 1 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	12,63
	34 (rampa)			Pila tipo 2 - 5x2,8		29,75
	2	Allineamento 2 dx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	8,25	30,78
		Allineamento 2 sx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	5,2	30,78
	31 (rampa)			Pila variab - 3,5x2		33,9
	3	Allineamento 3 dx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	8,25	33,4
		Allineamento 3 sx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	6,45	33,4
	4	Allineamento 4 dx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	8,25	40,25
		Allineamento 4 sx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	6,45	40,25
	5	Allineamento 5 dx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	8,25	42,97
		Allineamento 5 sx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	6,45	42,97
	6	Allineamento 6 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	29,69
		Allineamento 6 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	29,69

Bent	Section	peso lineare	Height_rif.	PESO TOT ELEM	PESO TELAIO
			m	kN	
spalla dx	metà superiore	x	x	1888,65	1920,65
		x	x	x	
	isolatori	8	4	32,00	
spalla sx	metà superiore	x	x	1888,65	1920,65
		x	x	x	
	isolatori	8	4	32,00	
1	4x2,3x2	163,00	6,315	1029,35	4850,95
	pulv tipo 1	154,00	24,4	3757,60	
	isolatori	8	8	64,00	
34 rampa	5x2,8x1	155,00	14,875	2305,63	3017,13
	pulv da 12 m	687,50	x	687,50	
	isolatori	8	3	24,00	
2	5x2,8x2	310,00	15,39	4770,90	9718,53
	pulv tipo 2	181,25	26,9	4875,63	
	isolatori	8	9	72,00	
31 rampa	3,5x2x1	81,00	16,95	1372,95	1812,08
	pulv da 7 m	415,13	x	415,13	
	isolatori	8	3	24,00	
3	5x2,8x2	310,00	16,70	5177,00	10468,15
	pulv tipo 3	177,25	29,4	5211,15	
	isolatori	8	10	80,00	
4	5x2,8x2	310,00	20,125	6238,75	11529,90
	pulv tipo 3	177,25	29,4	5211,15	
	isolatori	8	10	80,00	
5	5x2,8x2	310,00	21,485	6660,35	11951,50
	pulv tipo 3	177,25	29,4	5211,15	
	isolatori	8	10	80,00	
6	4x2,3x2	163,00	14,845	2419,74	2933,07
	pulv tipo 4	136,00	24,4	3318,40	
	isolatori	8	16	128,00	

Bent	Section	peso lineare	Height_rif.	PESO TOT ELEM	PESO TELAIO
			m	kN	
impalcato sp ov - 1 dx	trave app	14,56	49,2	716,35	
	trave mezz	5,32	114,8	610,74	
	traversi	6,87	24,375	167,46	7431,54
	soletta	7	542	3794,00	
	portati area	3,50	542	1897,00	
	portati lineari sim	3,00	82	246,00	
portati lineari asim		3,00	41	123,00	123,00
impalcato - 1 - 2 dx	trave app	14,56	98,4	1432,70	
	trave mezz	5,32	65,6	348,99	
	traversi	6,87	19,5	133,97	7978,66
	soletta	7	554	3878,00	
	portati area	3,50	554	1939,00	
	portati lineari sim	3,00	82	246,00	
portati lineari asim		3,00	41	123,00	123,00
rampa	trave long. acc	1,65	61,2	100,98	
	trave mezz				
	traversi				1050,18
	soletta	7	90,4	632,80	
	portati area	3,50	90,4	316,40	
	portati lineari sim	3,00	0	0,00	
portati lineari asim		3,00	40,8	122,40	122,40
impalcato - 2 - 3 dx	trave app	14,56	123	1790,88	
impalcato - 3 - 4 dx	trave mezz	5,32	82	436,24	
impalcato - 4 - 5 dx	traversi	6,87	26	178,62	9592,24
	soletta	7	661	4627,00	
	portati area	3,50	661	2313,50	
	portati lineari sim	3,00	82	246,00	
portati lineari asim		3,00	41	123,00	123,00
impalcato - 5 - 6 dx	trave app	14,56	110,7	1611,79	
	trave mezz	5,32	73,8	392,62	
	traversi	6,87	21,125	145,13	8758,54
	soletta	7	606	4242,00	
	portati area	3,50	606	2121,00	
	portati lineari sim	3,00	82	246,00	
portati lineari asim		3,00	41	123,00	123,00

Bent	Section	peso lineare	Height_rif.	PESO TOT ELEM	PESO TELAIO
			m	kN	
impalcato sp ov - 1 sx	trave app	14,56	49,2	716,35	
	trave mezz	5,32	49,76	264,72	
	traversi	6,87	19,5	133,97	4672,29
	soletta	7	326,5	2285,50	
	portati area	3,50	326,5	1142,75	
	portati lineari sim	3,00	43	129,00	
portati lineari asim		3,00	24,35	73,05	73,05
impalcato - 1 - 2 sx	trave app	14,56	98,4	1432,70	
	trave mezz	5,32	65,6	348,99	
	traversi	6,87	19,5	133,97	7716,16
	soletta	7	529	3703,00	
	portati area	3,50	529	1851,50	
	portati lineari sim	3,00	82	246,00	
portati lineari asim		3,00	41	123,00	123,00
impalcato - 2 - 3 sx	trave app	14,56	98,4	1432,70	
	trave mezz	5,32	65,6	348,99	
	traversi	6,87	19,5	133,97	7720,36
	soletta	7	529,4	3705,80	
	portati area	3,50	529,4	1852,90	
	portati lineari sim	3,00	82	246,00	
portati lineari asim		3,00	24,5	73,50	73,50
rampa	trave long. acc	1,65	61,2	100,98	
	trave mezz				
	traversi				1195,08
	soletta	7	104,2	729,40	
	portati area	3,50	104,2	364,70	
	portati lineari sim	3,00	0	0,00	
portati lineari asim		3,00	40,28	120,84	120,84
impalcato - 3 - 4 sx	trave app	14,56	123	1790,88	
impalcato - 4 - 5 sx	trave mezz	5,32	82	436,24	
	traversi	6,87	26	178,62	9235,24
	soletta	7	627	4389,00	
	portati area	3,50	627	2194,50	
	portati lineari sim	3,00	82	246,00	
portati lineari asim		3,00	41	123,00	123,00
impalcato - 5 - 6 sx	trave app	14,56	110,7	1611,79	
	trave mezz	5,32	73,8	392,62	
	traversi	6,87	21,125	145,13	8223,04
	soletta	7	555	3885,00	
	portati area	3,50	555	1942,50	
	portati lineari sim	3,00	82	246,00	
portati lineari asim		3,00	41	123,00	123,00

	mi	xi	xi*mi	yi	yi*mi
spalla dx	1920,6538	120,15	230766,55	282,22	542046,90
spalla sx	1920,6538	101,30	194562,22	275,30	528755,98
1	4851	81,00	392926,55	288,80	1400952,92
34 rampa	3017	69,20	208785,05	309,40	933498,48
2	9719	40,90	397487,67	297,16	2887956,89
31 rampa	1812	23,10	41858,93	281,00	509193,075
3	10468	0,00	0,00	300,00	3140445,00
4	11530	-40,90	-471572,91	297,20	3426686,28
5	11952	-81,00	-968071,50	289,00	3453983,50
6	2933	-119,70	-351088,18	276,10	809819,94
impalcato sp ov - 1 dx	7432	102,40	760990	289,00	2147716
portati lineari asim	123	104,12	12807	294,27	36195
impalcato - 1 - 2 dx	7979	62,42	498028	300,23	2395433
portati lineari asim	123	72,41	8906	303,54	37335
rampa	1050	54,19	56909	310,68	326270
portati lineari asim	122	53,21	6513	312,37	38234
impalcato - 2 - 3 dx	9592	21,02	201629	307,18	2946544
portati lineari asim	123	21,48	2642	313,82	38600
impalcato - 3 - 4 dx	9592	-21,00	-201437	307,18	2946544
portati lineari asim	123	-21,48	-2642	313,82	38600
impalcato - 4 - 5 dx	9592	-62,68	-601242	301,46	2891677
portati lineari asim	123	-64,03	-7876	307,97	37880
impalcato - 5 - 6 dx	8759	-102,90	-901253	288,94	2530692
portati lineari asim	123	-105,22	-12942	294,76	36255
impalcato sp ov - 1 sx	4672	91,00	425178	278,78	1302541
portati lineari asim	73	89,35	6527	273,64	19989
impalcato - 1 - 2 sx	7716	59,70	460655	287,11	2215387
portati lineari asim	123	58,60	7208	281,80	34661
impalcato - 2 - 3 sx	7720	20,00	154407	292,60	2258978
portati lineari asim	74	27,10	1992	286,60	21065
rampa	1195	11,60	13863	283,40	338686
portati lineari asim	121	9,80	1184	281,80	34053
impalcato - 3 - 4 sx	9235	-20,00	-184705	291,30	2690225
portati lineari asim	123	-19,50	-2399	284,70	35018
impalcato - 4 - 5 sx	9235	-59,40	-548573	285,90	2640355
portati lineari asim	123	-58,10	-7146	279,40	34366
impalcato - 5 - 6 sx	8223	-97,50	-801746	275,60	2266269
portati lineari asim	123	-95,00	-11685	270,30	33247
	163735		-988552,73		48006156,24

$$X_G = \frac{\sum x_i \cdot m_i}{\sum m_i} = \quad -6{,}04 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum y_i \cdot m_i}{\sum m_i} = \quad 293{,}19344 \text{ m}$$

Per quanto riguarda la curva a dx si ha:

		TABLE: Bridge Bent Definitions 2 - Column Data				
		Bent	ColNum	Section	Distance	Height
		Text	Text	Text	m	m
CURVA A DX	13	Allineamento 13 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	29,6
		Allineamento 13 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	29,6
	14	Allineamento 14 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	28,72
		Allineamento 14 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	24,15
	15	Allineamento 15dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,7	9,44
		Allineamento 15sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,7	6,07
	spalla	spalla dx				
		spalla sx				

Bent	Section	peso lineare	Height_rif.	PESO TOT ELEM	PESO TELAIO
			m	kN	
13dx	4x2,3	81,50	14,80	1206,20	1517,60
	pulv tipo 6	145,00	12,2	1769,00	
	isolatori	7,5	8	60,00	
13sx	4x2,3	81,50	14,8	1206,20	1517,60
	pulv tipo 6	145,00	12,2	1769,00	
	isolatori	7,5	8	60,00	
14dx	4x2,3	81,50	14,36	1170,34	3083,41
	pulv tipo 7	154,35	12,2	1883,07	
	isolatori	7,5	4	30,00	
14sx	4x2,3	81,50	12,075	984,11	2897,18
	pulv tipo 7	154,35	12,2	1883,07	
	isolatori	7,5	4	30,00	
15dx	4x2,3	81,50	4,72	384,68	2221,58
	pulv tipo 8	158,50	11,4	1806,90	
	isolatori	7,5	4	30,00	
15sx	4x2,3	81,50	3,035	247,35	2186,85
	pulv tipo 9	167,50	11,4	1909,50	
	isolatori	7,5	4	30,00	
spalla dx	metà superiore	x	x	338,71	368,71
		x	x	x	
	isolatori	7,5	4	30,00	
spalla dx	metà superiore	x	x	338,71	368,71
		x	x	x	
	isolatori	7,5	4	30,00	

Bent	Section	peso lineare	Height_rif.	PESO TOT ELEM	PESO TELAIO
			m	kN	
impalcato 13 - 14 dx	trave app	14,56	49,2	716,35	
	trave mezz	5,32	114,8	610,74	
	traversi	6,87	19,5	133,97	7159,70
	soletta	7	519,3	3635,10	
	portati area	3,50	519,3	1817,55	
	portati lineari sim	3,00	82	246,00	
portati lineari asim		3,00	41	123,00	123,00
impalcato 14 - 15 dx	trave app	14,56	98,4	1432,70	
	trave mezz	5,32	65,6	348,99	
	traversi	6,87	19,5	133,97	7685,71
	soletta	7	526,1	3682,70	
	portati area	3,50	526,1	1841,35	
	portati lineari sim	3,00	82	246,00	
portati lineari asim		3,00	41	123,00	123,00
impalcato 15 - spalla dx	trave app	14,56	49,2	716,35	
	trave mezz	5,32	49	260,68	
	traversi	6,87	19,5	133,97	4566,85
	soletta	7	315,1	2205,70	
	portati area	3,50	315,1	1102,85	
	portati lineari sim	3,00	49,1	147,30	
portati lineari asim		3,00	24,55	73,65	73,65

Bent	Section	peso lineare	Height_rif.	PESO TOT ELEM	PESO TELAIO
			m	kN	
impalcato 13 - 14 sx	trave app	14,56	49,2	716,35	
	trave mezz	5,32	114,8	610,74	
	traversi	6,87	19,5	133,97	7548,20
	soletta	7	556,3	3894,10	
	portati area	3,50	556,3	1947,05	
	portati lineari sim	3,00	82	246,00	
portati lineari asim		3,00	41	123,00	123,00
impalcato 14 - 15 sx	trave app	14,56	98,4	1432,70	
	trave mezz	5,32	65,6	348,99	
	traversi	6,87	19,5	133,97	7992,31
	soletta	7	555,3	3887,10	
	portati area	3,50	555,3	1943,55	
	portati lineari sim	3,00	82	246,00	
portati lineari asim		3,00	41	123,00	123,00
impalcato 15 - spalla sx	trave app	14,56	49,2	716,35	
	trave mezz	5,32	49	260,68	
	traversi	6,87	19,5	133,97	4753,75
	soletta	7	332,9	2330,30	
	portati area	3,50	332,9	1165,15	
	portati lineari sim	3,00	49,1	147,30	
portati lineari asim		3,00	24,55	73,65	73,65

		mi	xi	xi*mi	yi	yi*mi
	13dx	1517,60	-50,89	-77230,664	232,5	352842
	13sx	1517,60	-54,7	-83012,72	245,9	373177,84
	14dx	3083,41	-12	-37000,92	237,7	732926,557
	14sx	2897,18	-12,7	-36794,21775	251,7	729220,8353
	15dx	2221,58	27,9	61982,082	237,3	527180,934
	15sx	2186,85	29	63418,7225	250,2	547150,4955
	spalla dx	368,71	51,2	18878,00576	323,7	119351,7669
	spalla sx	368,71	54,1	19947,26781	245,8	90629,17609
impalcato 13 - 14 dx		7159,70	-31,5	-225530,6445	236,2	1691121,849
portati lineari asim		123,00	-30,7	-3776,1	230,9	28400,7
impalcato 14 - 15 dx		7685,71	8	61485,688	238,2	1830736,36
portati lineari asim		123,00	7,78	956,94	232,8	28634,4
impalcato 15 - spalla dx		4566,85	39,6	180847,1412	235	1073209,045
portati lineari asim		73,65	38,8	2857,62	229,7	16917,405
impalcato 13 - 14 sx		7548,20	-33,7	-254374,4411	249,4	1882521,828
portati lineari asim		123,00	-34,4	-4231,2	254,8	31340,4
impalcato 14 - 15 sx		7992,31	8,4	67135,4124	251,6	2010865,448
portati lineari asim		123,00	8,6	1057,8	257	31611
impalcato 15 - spalla sx		4753,75	41,9	199181,9993	248,2	1179880,005
portati lineari asim		73,65	42,8	3152,22	253,5	18670,275
		54507,47		-41050,00838		13296388,32

$$X_G = \frac{\sum x_i \cdot m_i}{\sum m_i} =$$ -0,75 m

$$Y_G = \frac{\sum y_i \cdot m_i}{\sum m_i} =$$ 243,94 m

Per quanto riguarda la rampe di uscita si ha:

	TABLE: Bridge Bent Definitions 2 - Column Data				
	Bent	ColNum	Section	Distance	Height
	Text	Text	Text	m	m
RAMPA D'USCITA	All 31	1	Pila 31 variabile	2,8	33,9
	All 32	1	Pila 32 variabile	2,8	29,5
	All 32	1	Pila 32 variabile	2,8	29,5
	All 33	1	Pila tipo 3alto - 2.	2,8	11,06
	All 33	1	Pila tipo 3alto - 2.	2,8	11,06
	All 33bis	1	Pila tipo 3alto - 2.	2,8	6,61
	All 33bis	1	Pila tipo 3alto - 2.	2,8	6,61
	Spalla 33bis				

Bent	Section	peso lineare	Height_rif.	PESO TOT ELEM	PESO TELAIO
			m	kN	
All 31	3,5x2 var X3	58,50	16,95	991,58	1056,71
	pulvino 7 m	x	x	830,25	
	isolatori	5,2	6	31,20	
	portati area	3,50	50,4	176,40	
	portati lineari sim	3,00	28	84,00	
All 32	3,5x2 var X2	58,50	14,75	862,88	852,54
	pulvino 5 m	x	x	625,00	
	isolatori	5,2	6	31,20	
	portati area	3,50	36	126,00	
	portati lineari sim	3,00	20	60,00	
All 33	3,5x2	58,50	5,53	323,51	582,85
	pulvino 5 m	x	x	625,00	
	isolatori	5,2	6	31,20	
	portati area	3,50	36	126,00	
	portati lineari sim	3,00	20	60,00	
All 33bis	3,5x2	58,50	3,305	193,34	517,77
	pulvino 5 m	x	x	625,00	
	isolatori	5,2	6	31,20	
	portati area	3,50	36	126,00	
	portati lineari sim	3,00	20	60,00	
Spalla 33bis	x	x	x	357,06	372,66
	x	x	x	x	
	isolatori	5,2	3	15,6	

impalcato 31 - 32	trave cap	9,56	60	573,60	2201,20
impalcato 32 - 33	traversi	7,5	20	150,00	
impalcato 33 - 33 bis	soletta	5	145,6	728,00	
impalcato 33 bis - spalla 33 bis	portati area	3,50	145,6	509,60	
	portati lineari sim	3,00	80	240,00	

	mi	xi	xi*mi	yi	yi*mi	$X_G = \frac{\sum x_i \cdot m_i}{\sum m_i} =$	$Y_G = \frac{\sum y_i \cdot m_i}{\sum m_i} =$
All 31	1056,71	-47	-49665,49	80,7	85276,70		
impalcato 31 - 32	2201,20	-34,6	-76161,52	85,9	189083,08	-35,38 m	85,52 m
All 32	852,54	-23	-19608,36	90,5	77154,64		
	4110,45		-145435,37		351514,42		
All 32	852,54	-23	-19608,36	90,5	77154,64		
impalcato 32 - 33	2201,20	-10,6	-23332,72	92	202510,40		
All 33	582,85	1,7	990,85	93,4	54438,42		
	3636,59		-41950,23		334103,47	-11,54 m	91,87 m
All 33	582,85	1,7	990,85	93,4	54438,42		
impalcato 33 - 33 bis	2201,20	14,1	31036,92	91,6	201629,92		
All 33bis	517,77	26,4	13669,16	89,6	46392,30		
	3301,82		45696,93		302460,65	13,84 m	91,60 m
All 33bis	517,77	26,4	13669,16	89,6	46392,30		
impalcato 33 bis - spalla 33 bis	2201,20	38,13	83931,76	84,5	186001,40		
Spalla 33bis	372,66	47	17515,09	80,7	30073,78		
	3091,63		115116,01		262467,49	37,23 m	84,90 m

Ed infine, per quanto riguarda la rampe di entrata si ha:

	TABLE: Bridge Bent Definitions 2 - Column Data				
	Bent	ColNum	Section	Distance	Height
	Text	Text	Text	m	m
RAMPA D'ENTRATA	All 34	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	2,8	29,81
	All 35	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	2,8	13,11
	All 35	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	2,8	13,11
	spalla 35				

Bent	Section	peso lineare	Height_rif.	PESO TOT ELEM	PESO TELAIO
			m	kN	
All 34	5x2,8	155,00	14,91	2310,28	2081,44
	pulvino 12 m	x	x	1375,00	
	isolatori	5,2	6	31,20	
	portati area	3,50	86,4	302,40	
	portati lineari sim	3,00	48	144,00	
All 35	5x2,8	155,00	6,56	1016,03	1434,31
	pulvino 12 m	x	x	1375,00	
	isolatori	5,2	6	31,20	
	portati area	3,50	86,4	302,40	
	portati lineari sim	3,00	48	144,00	
Spalla 35	x	x	x	134,81	75,21
	x	x	x	x	
	isolatori	5,2	3	15,60	

impalcato 34 - 35	trave cap	9,56	60	573,60	2201,20
impalcato 35 - spalla 35	traversi	7,5	20	150,00	
	soletta	5	145,6	728,00	
	portati area	3,50	145,6	509,60	
	portati lineari sim	3,00	80	240,00	

	mi	xi	xi*mi	yi	yi*mi	$X_G = \frac{\sum x_i \cdot m_i}{\sum m_i} =$	$Y_G = \frac{\sum y_i \cdot m_i}{\sum m_i} =$
All 34	2081,44	58,35	121451,88	0	0,00		
impalcato 34 - 35	2201,20	42,24	92978,69	0	0,00		
All 35	1434,31	26,35	37794,13	0	0,00		
	5716,95		252224,70		0,00	44,12 m	0,00 m
All 35	1434,31	26,35	37794,13	0	0,00		
impalcato 35 - spalla 35	2201,20	10,34	22760,41	0	0,00		
spalla 35	75,21	0,35	26,32	0	0,00		
	3710,72		60580,86		0,00	16,33 m	0,00 m

Calcolo del centro delle rigidezze:

Nell'ipotesi di elevati raggi delle curve (condizione abbastanza realistica per il caso studio) e considerando gli stessi sistemi di riferimento scelti per il centro delle masse, per il calcolo del centro delle rigidezze sono state prese di riferimento le rigidezze tangenziale e radiale delle pile (rigidezze lungo gli assi principali d'inerzia delle pile). Così facendo è stato trascurato nel calcolo il momento centrifugo per il relativo momento d'inerzia. Esso è dato in generale da *Jx=Jx(J1,J2,J12)* con *J12* appunto il momento in questione. Pertanto longitudinalmente è stato considerato un momento d'inerzia pari a $3EJ/L^3$ (pile a mensola) mentre trasversalmente è stato considerato $12EJ/L^3$ (pila doppiamente incastrata con traverso infinitamente rigido).

Per quanto riguarda il rettilineo si ha:

		TABLE: Bridge Bent Definitions 2 - Column Data				
		Bent	ColNum	Section	Distance	Height
		Text	Text	Text	m	m
RETTILINEO	6	Allineamento 6 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	29,69
		Allineamento 6 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	29,69
	7	Allineamento 7 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	27,28
		Allineamento 7 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	27,28
	8	Allineamento 8 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	19,32
		Allineamento 8 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	19,32
	9	Allineamento 9 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	21,37
		Allineamento 9 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	21,37
	10	Allineamento 10 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	23,42
		Allineamento 10 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	23,42
	11	Allineamento 11 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	25,47
		Allineamento 11 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	25,47
	12	Allineamento 12 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	23,52
		Allineamento 12 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	23,52
	13	Allineamento 13 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	29,6
		Allineamento 13 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	29,6

$J_{4x2,3\_trasv}$ = 5,1 m^4
$J_{4x2,3\_long}$ = 2,59 m^4
E = 32500000 kN/m^2
G = 800 kN/m^2
h = 0,312 m
A = 0,332 m^2

$$Kf = \frac{3EJ}{l^3} \qquad Kt = \frac{GA}{h}$$

$$Kf^* = 2 * Kf \qquad Kt^* = 8 * Kt$$

$$Kl = \frac{Kf^* \cdot Kt^*}{Kf^* + Kt^*}$$

TRASVERSALMENTE

Bent	Section	$J_{4x2,3\_long}$	Height	kf_dx	kf_sx	kf*	kt	n° isol	kt*	kl_xi	yi	yi*Kl_xi
			m									
6	4x2,3	2,59	29,69	4824,40536	4824,405	9648,811	850,85	8	6806,78	3991,19	0	0
7	4x2,3	2,59	27,28	12438,59369	12438,59	24877,19	850,85	8	6806,78	5344,46	0	0
8	4x2,3	2,59	19,32	35017,32876	35017,33	70034,66	850,85	8	6806,78	6203,82	0	0
9	4x2,3	2,59	21,37	25875,6229	25875,62	51751,25	850,85	8	6806,78	6015,56	0	0
10	4x2,3	2,59	23,42	19658,19812	19658,2	39316,4	850,85	8	6806,78	5802,25	0	0
11	4x2,3	2,59	25,47	15283,31432	15283,31	30566,63	850,85	8	6806,78	5567,07	0	0
12	4x2,3	2,59	23,52	19408,52036	19408,52	38817,04	850,85	8	6806,78	5791,26	0	0
13	4x2,3	2,59	29,6	4868,545699	4868,546	9737,091	850,85	8	6806,78	4006,21	0	0
										ΣKl_xi =	42721,82	Σxi*Kl_xi = 0

$$Y_{CR} = \frac{\sum y_i \cdot K_{xi}}{\sum K_{xi}} =$$

0 m
per simmetria

$J_{4x2,3\_trasv}$ = 5,1 m^4
$J_{4x2,3\_long}$ = 2,59 m^4
E = 32500000 kN/m^2
G = 800 kN/m^2
h = 0,312 m
A = 0,332 m^2

$$Kf = \frac{12EJ}{l^3} \qquad Kt = \frac{GA}{h}$$

$$Kf^* = 2 * Kf \qquad Kt^* = 4 * Kt$$

$$Kl = \frac{Kf^* \cdot Kt^*}{Kf^* + Kt^*}$$

LONGITUDINALMENTE

Bent	Section	$J_{4x2,3\_trasv}$	Height	kf_dx	kf_sx	kf*	kt	n° isol	kt*	kt_yi	xi	xi*Kt_yi
			m									
6	4x2,3	5,1	29,69	37999,1774	37999,1774	75998,3547	850,85	8	6806,78	6247,2499	0	0
7	4x2,3	5,1	27,28	97971,9349	97971,9349	195943,87	850,85	8	6806,78	6578,2654	41	269708,9
8	4x2,3	5,1	19,32	275812,165	275812,165	551624,329	850,85	8	6806,78	6723,8154	82	551352,9
9	4x2,3	5,1	21,37	203807,995	203807,995	407615,99	850,85	8	6806,78	6694,9845	123	823483,1
10	4x2,3	5,1	23,42	154836,773	154836,773	309673,546	850,85	8	6806,78	6660,3854	164	1092303
11	4x2,3	5,1	25,47	120378,229	120378,229	240756,457	850,85	8	6806,78	6619,6307	205	1357024
12	4x2,3	5,1	23,52	152870,199	152870,199	305740,398	850,85	8	6806,78	6658,5431	246	1638002
13	4x2,3	5,1	29,6	38346,8464	38346,8464	76693,6929	850,85	8	6806,78	6251,9093	287	1794298
										52434,784		7526172

$$X_{CR} = \frac{\sum x_i \cdot K_{yi}}{\sum K_{yi}} =$$

143,533955 m

Per quanto riguarda la curva a sx si ha:

		TABLE: Bridge Bent Definitions 2 - Column Data				
		Bent	ColNum	Section	Distance	Height
		Text	Text	Text	m	m
CURVA A SX	spalla	Spalla dx				
		Spalla sx				
	1	Allineamento 1 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	12,63
		Allineamento 1 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	12,63
	34 (rampa)					29,75
	2	Allineamento 2 dx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	8,25	30,78
		Allineamento 2 sx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	5,2	30,78
	31 (rampa)					33,9
	3	Allineamento 3 dx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	8,25	33,4
		Allineamento 3 sx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	6,45	33,4
	4	Allineamento 4 dx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	8,25	40,25
		Allineamento 4 sx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	6,45	40,25
	5	Allineamento 5 dx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	8,25	42,97
		Allineamento 5 sx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	6,45	42,97
	6	Allineamento 6 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	29,69
		Allineamento 6 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	29,69

$J_{5x2.8\_trasv}$ =	15,8 m^4
$J_{5x2.8\_long}$ =	6,8 m^4
$J_{4x2.3\_trasv}$ =	5,1 m^4
$J_{4x2.3\_long}$ =	2,59 m^4
E =	32500000 kN/m^2
G =	800 kN/m^2
h =	0,306 m
A =	0,283 m^2

PILA 31

	lunghezza	$J_{3.5x2\_trasv}$ =	$J_{3.5x2\_long}$ =
	m	m^4	m^4
tratto basso	9	6,35	1,9
tratto medio	8	3,37	1,71
tratto alto	16,9	2,93	1,43
	33,9	3,94	1,62

$$Kf\_tg = \frac{3EJ}{l^3} \qquad Ktg^* = 2 \cdot Ktg$$

$$Kt = \frac{GA}{h} \qquad Kt^* = 8 * Kt$$

$$Kl = \frac{Kf^* \cdot Kt^*}{Kf^* + Kt^*}$$

TRASVERSALMENTE (calcolo yc)

Bent	Section	J_{long}	Height	kf_dx	kf_sx	kf*	kt	n° isol	kt*	kl_xi	yi	yi*Kl_xi
			m									
Spalla dx	x	x	x	x	[redacted]	x	739,20	4	2956,793	2956,793	282,12	834170,465
spalla sx	x	x	x	[redacted]	x	x	739,20	4	2956,793	2956,793	274,72	812290,197
1	4x2,3	2,59	12,63	125341,3385	125341,3	250682,7	739,20	8	5913,586	5777,3	288,82	1668599,81
34 (rampa)	5x2,8	6,8	29,75	12589,90991	12589,91	25179,82	739,20	3	2217,595	2038,099	309,54	630873,102
2	5x2,8	6,8	30,78	22735,66607	22735,67	45471,33	739,20	9	6652,784	5803,666	297,16	1724617,43
31 (rampa)	3,5x2	1,62	33,9	2028,242193	2028,242	4056,484	739,20	3	2217,595	1433,778	282,15	404540,553
3	5x2,8	6,8	33,4	17794,0222	17794,02	35588,04	739,20	10	7391,983	6120,662	300	1836198,53
4	5x2,8	6,8	40,25	10167,53964	10167,54	20335,08	739,20	10	7391,983	5421,294	297,26	1611533,85
5	5x2,8	6,8	42,97	8356,366269	8356,366	16712,73	739,20	10	7391,983	5125,148	288,82	1480245,21
6	4x2,3	2,59	29,69	4824,40536	4824,405	9648,811	739,20	8	5913,586	3666,471	276,23	1012789,23
										41300		12015858,4

$$Y_{CR} = \frac{\sum y_i \cdot K_{xi}}{\sum K_{xi}} = \quad 290{,}94 \text{ m}$$

$J_{5x2.8\_trasv}$ =	15,8 m^4
$J_{5x2.8\_long}$ =	6,8 m^4
$J_{4x2.3\_trasv}$ =	5,1 m^4
$J_{4x2.3\_long}$ =	2,59 m^4
E =	32500000 kN/m^2
G =	800 kN/m^2
h =	0,306 m
A =	0,283 m^2

PILA 31

	lunghezza	$J_{3.5x2\_trasv}$ =	$J_{3.5x2\_long}$ =
	m	m^4	m^4
tratto basso	9	6,35	1,9
tratto medio	8	3,37	1,71
tratto alto	16,9	2,93	1,43
	33,9	3,94	1,62

$$Kf = \frac{12EJ}{l^3} \qquad Kf^* = 2 * Kf$$

$$Kt = \frac{GA}{h} \qquad Kt^* = 4 * Kt$$

$$Kl = \frac{Kf^* \cdot Kt^*}{Kf^* + Kt^*}$$

LONGITUDINALMENTE (calcolo xc)

Bent	Section	J_{trasv}	Height	kf_dx	kf_sx		kf*	kt	n° isol	kt*	kl_yi	xi	xi*Kl_yi
			m										
Spalla dx	x	x	x	x	[redacted]		x	739,20	4	2956,79309	2956,7931	121,71	359871,3
spalla sx	x	x	x	[redacted]	x		x	739,20	4	2956,79309	2956,7931	102,68	303603,5
1	4x2,3	5,1	12,63	987244,519	987244,519		1974489,04	739,20	8	5913,58617	5895,9279	80,97	477393,3
34 (rampa)	5x2,8	15,8	29,75	29253,026	29253,026		58506,052	739,20	3	2217,59481	2136,6094	63,17	134969,6
2	5x2,8	15,8	30,78	211307,955	211307,955		422615,91	739,20	9	6652,78444	6549,6799	40,87	267685,4
31 (rampa)	3,5x2	3,94	33,9	4932,53352	4932,53352		9865,06705	739,20	3	2217,59481	1810,5879	19,77	35795,32
3	5x2,8	15,8	33,4	165379,736	165379,736		330759,471	739,20	10	7391,98271	7230,3941	0	0
4	5x2,8	15,8	40,25	94498,3096	94498,3096		188996,619	739,20	10	7391,98271	7113,7517	-40,87	-290739
5	5x2,8	15,8	42,97	77665,0512	77665,0512		155330,102	739,20	10	7391,98271	7056,1868	-80,97	-571339
6	4x2,3	5,1	29,69	37999,1774	37999,1774		75998,3547	739,20	8	5913,58617	5486,6582	-119,33	-654723
											49193,382		62517,05

$$X_{CR} = \frac{\sum x_i \cdot K_{yi}}{\sum K_{yi}} = \quad 1{,}27 \text{ m}$$

Per quanto riguarda la curva a dx si ha:

		TABLE: Bridge Bent Definitions 2 - Column Data				
		Bent	ColNum	Section	Distance	Height
		Text	Text	Text	m	m
CURVA A DX	13	Allineamento 13 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	29,6
		Allineamento 13 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	29,6
	14	Allineamento 14 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	28,72
		Allineamento 14 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	24,15
	15	Allineamento 15dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,7	9,44
		Allineamento 15sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,7	6,07

$J_{4x2,3\_trasv}$ =	15,8 m^4
$J_{4x2,3\_long}$ =	6,8 m^4
$J_{4x2,3\_trasv}$ =	5,1 m^4
$J_{4x2,3\_long}$ =	2,59 m^4
E =	32500000 kN/m^2
G =	800 kN/m^2
h =	0,34 m
A =	0,283 m^2

TRASVERSALMENTE (calcolo yc)

Bent	Section	J_{long}	Height	kf_dx	kf_sx	kf*	kt	n° isol	kt*	kI_xi	yi	yi*KI_xi
			m									
13	4x2,3	2,59	29,6	4868,545699	4868,546	9737,091	665,28	8	5322,228	3441,259	239,39	823802,98
14	4x2,3	2,59	26,435	13669,93456	13669,93	27339,87	665,28	8	5322,228	4454,981	244,72	1090222,84
15 sx	4x2,3	2,59	9,44		300184,6	300184,6	665,28	4	2661,114	2637,73	250,24	660065,679
15 dx	4x2,3	2,59	6,07	1129115,337		1129115	665,28	4	2661,114	2654,857	237,28	629944,416
spalla est	x	x	x	x	x	x	665,28	8	5322,228	5322,228	239,29	1273555,83
										18511,05		4477591,74

$$Y_{CR} = \frac{\sum y_i \cdot K_{xi}}{\sum K_{xi}} =$$ 241,89 m

$J_{4x2,3\_trasv}$ =	15,8 m^4
$J_{4x2,3\_long}$ =	6,8 m^4
$J_{4x2,3\_trasv}$ =	5,1 m^4
$J_{4x2,3\_long}$ =	2,59 m^4
E =	32500000 kN/m^2
G =	800 kN/m^2
h =	0,34 m
A =	0,283 m^2

LONGITUDINALMENTE (calcolo xc)

Bent	Section	J_{trasv}	Height	kf_dx	kf_sx		kf*	kt	n° isol	kt*	kI_yi	xi	xi*KI_yi
			m										
13	4x2,3	5,1	29,6	38346,8464	38346,8464		76693,6929	665,28	8	5322,22755	4976,8543	-52,18	-259692
14	4x2,3	5,1	26,435	107670,527	107670,527		215341,054	665,28	8	5322,22755	5193,8595	-12,32	-63988,3
15 sx	4x2,3	5,1	9,44		591097,073		591097,073	665,28	4	2661,11378	2649,1872	29,02	76879,41
15 dx	4x2,3	5,1	6,07	2223354,52			2223354,52	665,28	4	2661,11378	2657,9325	27,9	74156,32
spalla est	x	x	x	x	x		x	665,28	8	5322,22755	5322,2276	52,66	280268,5
											20800,061		107623,6

$$X_{CR} = \frac{\sum x_i \cdot K_{yi}}{\sum K_{yi}} =$$ 5,17 m

Per quanto riguarda la rampa d'uscita si ha:

	TABLE: Bridge Bent Definitions 2 - Column Data				
	Bent	ColNum	Section	Distance	Height
	Text	Text	Text	m	m
RAMPA D'USCITA	All 31	1	Pila 31 variabile	2,8	33,96
	All 32	1	Pila 32 variabile	2,8	29,56
	All 32	1	Pila 32 variabile	2,8	29,56
	All 33	1	Pila tipo 3alto - 2x3,5	2,8	11,06
	All 33	1	Pila tipo 3alto - 2x3,5	2,8	11,06
	All 33bis	1	Pila tipo 3alto - 2x3,5	2,8	6,61
	All 33bis	1	Pila tipo 3alto - 2x3,5	2,8	6,61
	Spalla 33bis				

			PILA 31		
			lunghezza	$J_{3,5x2\_trasv}$ =	$J_{3,5x2\_long}$ =
$J_{3,5x2\_trasv}$ =	2,93 m^4		m	m^4	m^4
$J_{3,5x2\_long}$ =	1,43 m^4	tratto basso	9	6,35	1,9
E =	32500000 kN/m^2	tratto medio	8	3,37	1,71
		tratto alto	16,9	2,93	1,43
G =	400 kN/m^2		33,9	3,94	1,62
h =	0,243 m				
A =	0,126 m^2				

			PILA 32		
			lunghezza	$J_{3,5x2\_trasv}$ =	$J_{3,5x2\_long}$ =
			m	m^4	m^4
		tratto bass	9	6,35	1,9
		tratto med	8	3,37	1,71
		tratto alto	16,9	2,93	1,43
			33,9	3,94	1,62

TRASVERSALMENTE (calcolo yc)

Bent	Section	J_{long}	Height	kf		kf*	kt	n° isol	kt*	kl_xi	yi	yi*Kl_xi	
			m										
31	3,5x2	1,43	33,96	1779,95			206,85	3	620,5615	460,1387	80,7	37133,1962	
32	3,5x2	1,43	29,56	2698,97			206,85	3	620,5615	504,552	90,52	45672,051	
										964,6908		82805,2471	85,84
32	3,5x2	1,43	29,56	2698,97			206,85	3	620,5615	504,552	90,52	45672,051	
33	3,5x2	1,43	11,06	51528,24			206,85	3	620,5615	613,1769	93,36	57246,199	
										1117,729		102918,25	92,08
33	3,5x2	1,43	11,06	51528,24			206,85	3	620,5615	613,1769	93,36	57246,199	
33bis	3,5x2	1,43	6,61	241382,78			206,85	3	620,5615	618,9702	89,58	55447,3528	
										1232,147		112693,552	91,46
33bis	3,5x2	1,43	6,61	241382,78			206,85	3	620,5615	618,9702	88,82	54976,9354	
Spalla 33bis	x	x	x	x			206,85	3	620,5615	620,5615	80,7	50079,314	
										1239,532		105056,249	84,75

$$Y_{CR} = \frac{\sum y_i \cdot K_{xi}}{\sum K_{xi}} =$$

m

			PILA 31		
			lunghezza	$J_{3,5x2\_trasv}$ =	$J_{3,5x2\_long}$ =
$J_{3,5x2\_trasv}$ =	2,93 m^4		m	m^4	m^4
$J_{3,5x2\_long}$ =	1,43 m^4	tratto basso	9	6,35	1,9
E =	32500000 kN/m^2	tratto medio	8	3,37	1,71
		tratto alto	16,9	2,93	1,43
G =	400 kN/m^2		33,9	3,94	1,62
h =	0,243 m				
A =	0,126 m^2				

			PILA 32		
			lunghezza	$J_{3,5x2\_trasv}$ =	$J_{3,5x2\_long}$ =
			m	m^4	m^4
		tratto basso	9	6,35	1,9
		tratto medio	8	3,37	1,71
		tratto alto	16,9	2,93	1,43
			33,9	3,94	1,62

LONGITUDINALMENTE (calcolo Xc)

Bent	Section	J_{trasv}	Height	kf		kf*	kt	n° isol	kt*	kl_yi	xi	xi*Kl_yi	
			m										
31	3,5x2	2,93	33,96	3647,03			206,85	3	620,5615118	530,324034	-47	-24925,23	
32	3,5x2	2,93	29,56	5530,05			206,85	3	620,5615118	557,950392	-23	-12832,86	
										1088,27443		-37758,09	-34,70
32	3,5x2	2,93	29,56	5530,05			206,85	3	620,5615118	557,950392	-23	-12832,86	
33	3,5x2	2,93	11,06	105578,83			206,85	3	620,5615118	616,935346	1,74	1073,468	
										1174,88574		-11759,39	-10,01
33	3,5x2	2,93	11,06	105578,83			206,85	3	620,5615118	616,935346	1,74	1073,468	
33bis	3,5x2	2,93	6,61	494581,49			206,85	3	620,5615118	619,783856	26,38	16349,9	
										1236,7192		17423,37	14,09
33bis	3,5x2	2,93	6,61	494581,49			206,85	3	620,5615118	619,783856	28,76	17824,98	
Spalla 33bis	x	x	x	x			206,85	3	620,5615118	620,561512	47	29166,39	
										1240,34537		46991,37	37,89

37,89 m

$$X_{CR} = \frac{\sum x_i \cdot K_{yi}}{\sum K_{yi}} =$$

Per quanto riguarda la rampa d'entrata si ha:

RAMPA D'ENTRATA

TABLE: Bridge Bent Definitions 2 - Column Data

Bent	ColNum	Section	Distance	Height
Text	Text	Text	m	m
All 34	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	2,8	29,81
All 35	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	2,8	13,11
All 35 spalla 35	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	2,8	13,11

$J_{5x2,8\_trasv}$ =	15,8 m^4
$J_{5x2,8\_long}$ =	6,8 m^4
$J_{4x2,3\_trasv}$ =	5,1 m^4
$J_{4x2,3\_long}$ =	2,59 m^4
E =	32500000 kN/m^2
G =	400 kN/m^2
h =	0,243 m
A =	0,126 m^2

TRASVERSALMENTE (calcolo yc)

Bent	Section	J_{long}	Height	kf_dx	kf_sx	kf*	kt	n° isol	kt*	kl_xi	yi	yi*Kl_xi	
			m										
34	5x2,8	6,8	29,81	12514,04			206,85	3	620,5615	591,2423	0	0	
35	5x2,8	6,8	13,11	147121,27			206,85	3	620,5615	617,955	0	0	
										1209,197		0	0
35	5x2,8	6,8	13,11	147121,27			206,85	3	620,5615	617,955	0	0	
spalla 35	x	x	x	x			206,85	3	620,5615	620,5615	0	0	
										1238,516		0	0

$$Y_{CR} = \frac{\sum y_i \cdot K_{xi}}{\sum K_{xi}} =$$

$J_{sez.8\_rigido}$ =	15,8 m^4												
$J_{sez.8\_isol}$ =	6,8 m^4												
$J_{sez.5\_rigido}$ =	5,1 m^4												
$J_{sez.5\_isol}$ =	2,59 m^4												
E =	32500000 kN/m^2												
G =	400 kN/m^2												
h =	0,243 m												
A =	0,126 m^2												
LONGITUDINALMENTE (calcolo Xc)													
Bent	Section	J_{rigido}	Height	kf_dx	kf_sx	kf*	kt	n°isol	kt*	kl_yi	xi	xi*Kl_yi	
			m										
34	5x2,8	15,8	29,81	29076,74			206,85	3	620,5615118	607,59412	58,35	35453,12	
35	5x2,8	15,8	13,11	341840,59			206,85	3	620,5615118	619,437015	26,35	16322,17	
										1227,03114		51775,28	42,20
35	5x2,8	15,8	13,11	341840,59			206,85	3	620,5615118	619,437015	20,35	12605,54	
spalla 35	x	x	x	x			206,85	3	620,5615118	620,561512	0,35	217,1965	
										1239,99853		12822,74	10,34

$$X_{CR} = \frac{\sum x_i \cdot K_{yi}}{\sum K_{yi}} =$$

Confronto:

Facendo uso esclusivamente di isolatori elastomerici, come si può notare dalle seguenti figure, i relativi centri (di massa e delle rigidezze) per ogni tratto sono sufficientemente vicini da non dover far uso di ulteriori dispositivi ausiliari o soluzione alternative.

Figura 4-65: CM e CR curva a dx e rampa entrata

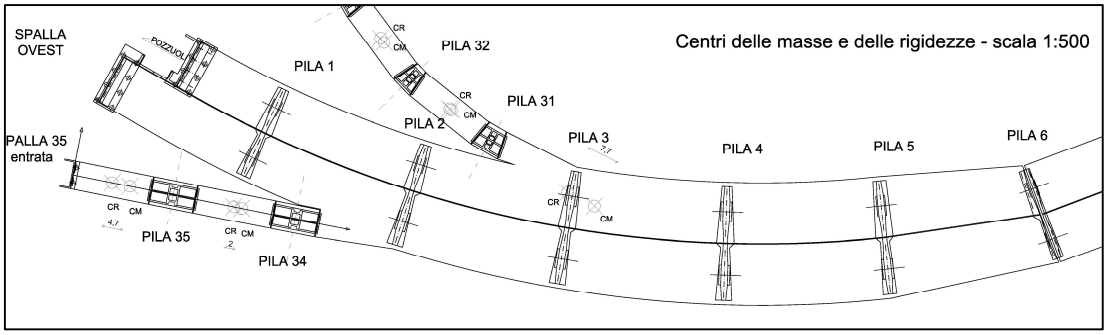


Figura 4-66: CM e CR curva a sx

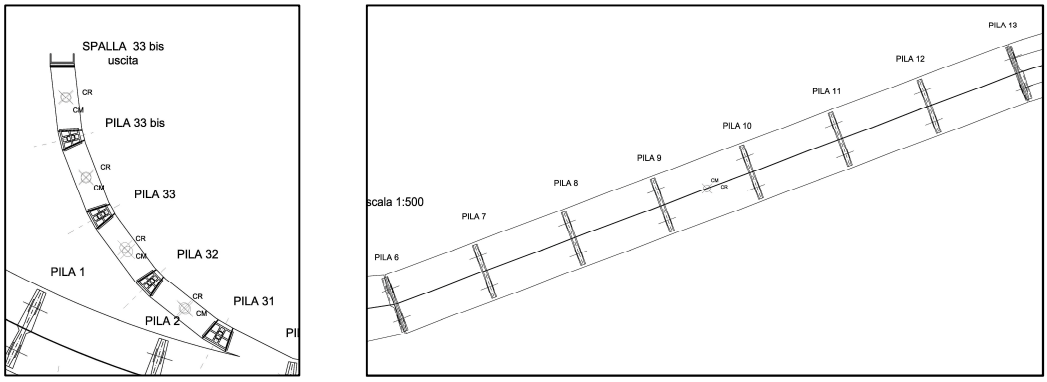


Figura 4-67: CM e CR rampa uscita e rettilineo

4.7 L'analisi

Le costruzioni isolate alla base, in relazione alle caratteristiche della struttura e del sistema d'isolamento, possono essere soggette alle seguenti analisi:

- Statica lineare
- Dinamica lineare
- Dinamica non lineare

e si applicano le prescrizioni dei relativi paragrafi §7.3.3 e §7.3.4 delle NTC integrate o, se del caso, sostituite da quelle contenute nei punti §7.10.5.3.1 e §7.10.5.3.2 relativi al capitolo dedicato alle strutture isolate. Per esse non può essere usata l'analisi statica non lineare.

Mentre l'analisi statica lineare è applicabile solo quando il sistema d'isolamento è modellabile come visco-elastico lineare e sono soddisfatte le condizioni riportate nel §7.10.5.3.1, l'analisi dinamica lineare è applicabile solo se il sistema d'isolamento è modellabile come viscoso-elastico lineare e l'analisi dinamica non lineare può essere svolta in ogni caso ed è obbligatoria quando l'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente, come stabilito nel § 7.10.5.2.
In quest'ultimo caso si farà riferimento ad un modello in cui gli elementi della struttura operano in campo elastico lineare mentre gli elementi del sistema d'isolamento operano in campo non lineare, riproducendone al meglio il suo comportamento ciclico (V. 7.10.5.2) [§ 7.10.5.3 - NTC 2008 e § C7.10.5.3 – circolare 2009].

Se per le nuove costruzioni soggette al sisma la tipica analisi utilizzata è generalmente l'analisi lineare, analisi molto più veloce ma cautelativa, nella verifica di edifici esistenti l'analisi "non lineare" diviene in molti casi necessaria per valutare in modo sufficientemente attendibile la sicurezza della struttura essendo più precise ma allo stesso tempo più complesse a livello computazionale e con tempi di calcolo molto più lunghi. La stessa normativa al punto § 7.3.2 - NTC 2008 prevede per le nuove opere: "*Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di*

progetto definito al § 3.2.3.4 (struttura non dissipativa) o al §3.2.3.5 (struttura dissipativa)."

Considerando che si tratta di una costruzione esistente, in questa seconda fase di adeguamento sismico, è stata affrontata un "*analisi dinamica non lineare*".
Tale analisi consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura (che nel caso in esame di traduce con un comportamento non lineare degli isolatori) e gli accelerogrammi definiti al §3.2.3.6. Essa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare [§ 7.3.4.2 - NTC 2008]. Quando si effettua questo tipo di analisi occorre utilizzare un'analisi non lineare anche per la valutazione degli effetti dei carichi gravitazionali. Questa analisi deve precedere l'analisi con accelerogrammi e può essere anche di tipo statico-incrementale, facendo crescere tutti i carichi gravitazionali in maniera proporzionale fino al loro valore di progetto [§ c7.3.4.2 - NTC 2008].

Il programma di calcolo "Sap2000 della Computers and Structures, Inc." [23] per eseguire l'analisi dinamica non lineare prevede un'analisi passo-passo della risposta dinamica di una struttura sottoposta ad un carico specifico che può variare nel tempo. Tale analisi prende il nome di Analisi Time History Non Lineare. Le equazioni di equilibrio dinamico da risolvere, per determinare la risposta dinamica, è del tipo:

$$\boldsymbol{K}\,\boldsymbol{u}(t) + \boldsymbol{C}\,\boldsymbol{u}'(t) + \boldsymbol{M}\,\boldsymbol{u}''(t) = \boldsymbol{r}(t)$$

dove

K è la matrice di rigidezza

C è la matrice di smorzamento

M è la matrice di massa diagonale

u, u', u'' sono rispettivamente spostamento, velocità e accelerazione

$r(t) = \sum_i f_i(t) * p_i$ è il carico applicato. Esso può essere una funzione arbitraria di spazio e tempo, e può essere scritta come somma di vettori di carico spaziali *pi* per la funzione tempo *fi(t)*. Per *pi* il programma utilizza Load Patterns e/o Acceleration Loads per rappresentare i vettori di carico spaziali. Se si utilizzano i carichi accelerazione, gli spostamenti, le velocità e le accelerazioni sono tutti misurati rispetto al suolo e le funzioni di tempo associate ai carichi

accelerazione sono le corrispondenti componenti di accelerazione al suolo, mentre se si utilizza i Load Patterns la funzione tempo è rappresentata dalla funzione rampa predefinita (quella tratteggiata in Figura 4-68) o modificata lungo l'ascissa e/o l'ordinata mediante un'opportuna legge. Infatti

$$fi(t) = sf * func(t')$$

dove

sf è un fattore di scala che varia le ordinate della rampa

*t' = at + tf*t* fattore che modifica le ascisse della rampa

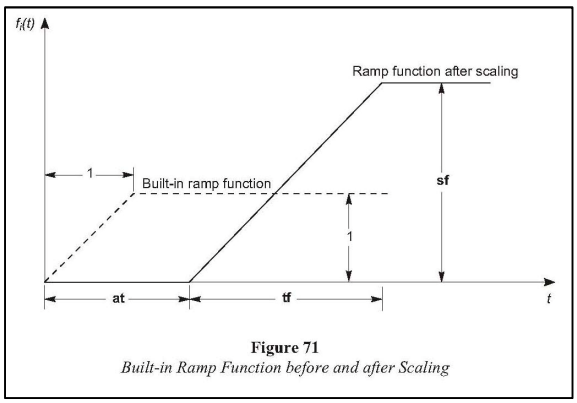


Figure 71
Built-in Ramp Function before and after Scaling

Figura 4-68: Funzione rampa

L' Acceleration Loads è definito mediante tre parametri: un sistema di riferimento, un angolo e un gruppo di accelerogrammi (U1, U2, U3). Ogni Acceleration Loads può avere un proprio sistema di coordinate ma in generale si consiglia, ma non obbligatorio, che lo stesso sistema di coordinate sia utilizzato per tutti i carichi accelerazione.

L'analisi Time History del Sap2000, inoltre, prevede diverse opzioni da poter scegliere:

1) analisi "lineare" o "non lineare"
2) periodica o transitoria

   L'analisi "transitoria" considera il carico applicato come evento di una volta, con un inizio e una fine.
3) modale o integrazione diretta

   Si tratta di due diversi metodi di soluzione, ognuna con vantaggi e svantaggi. In circostanze ideali, entrambi i metodi devono produrre gli

stessi risultati di un dato problema. L'analisi time history con integrazione diretta è il metodo più generale possibile pertanto più complesso e più lento.

In Sap2000 sono disponibili le seguenti "non linearità":

1) Non linearità del materiale
    - Vari tipi di proprietà non lineari di elementi Link/Support
    - Limiti della trazione e/o compressione in elementi Frame
    - Le cerniere plastiche negli elementi Frame
2) Non linearità geometrica
    - Effetti P-Delta
    - Effetti grandi spostamenti

Per l'analisi non lineare *time history con integrazione diretta*, possono essere considerate tutte le non linearità disponibili.

Per l'analisi non lineare *time history modale*, è incluso solo il comportamento non lineare degli elementi Link/Support. Se i modi utilizzate per questa analisi sono stati calcolati utilizzando la rigidezza alla fine di un'analisi non lineare, tutti gli altri tipi di non linearità sono bloccati nello stato esistente al termine di tale analisi non lineare.

Per le analisi non lineari, è possibile specificare *le condizioni iniziali* all'inizio dell'analisi. Sono disponibili due opzioni:

- *Zero condizioni iniziali*: la struttura ha spostamenti e velocità di spostamento nulli, tutti gli elementi sono senza tensione e indeformati.
- *Continuare da una precedente analisi non lineare*: gli spostamenti, le velocità, le sollecitazioni, i carichi, le energie e le storie non lineari dalla fine della precedente analisi vengono portati avanti.

Ci sono alcune restrizioni quando si continua da un precedente caso non lineare:

- i casi di analisi *statica non lineare* e analisi *time-history non lineare con integrazione diretta* possono essere concatenati in qualsiasi combinazione. Entrambi i tipi di analisi sono compatibili tra di loro. Inoltre è possibile

continuare un'analisi time history non lineare ad integrazione diretta da un'altra analisi time history non lineare ad integrazione diretta.

- i casi di time-history non lineare modale (o FNA da Fast Nonlinear Analysis) possono continuare solo da altri casi FNA che utilizzano lo stesso caso di carico modale.

Quando si continua da un caso precedente, tutti i carichi applicati specificati per il presente caso di carico sono incrementali, cioè vengono aggiunti ai carichi che agiscono già alla fine del caso precedente.

4.7.1 Analisi non lineare time history modale

L'*analisi non lineare time history modale*, chiamata anche "*time history con il metodo della sovrapposizione modale*" è un'estensione del metodo rapido di analisi non lineare (FNA = fast nonlinear analysis) sviluppato da Wilson (Ibrahimbegovic e Wilson, 1989; Wilson, 1993). Essa rispetto alla più generale, consistente nell'integrazione diretta delle equazione del moto (Non Linear Direct Integration Analysis), offre principalmente il vantaggio di un notevole risparmio di tempo computazionale. Tale vantaggio, come vedremo tra poco, è stato sfruttato in una prima fase per verificare la vulnerabilità sismica iniziale della struttura e successivamente per il dimensionamento di massima dei rinforzi delle pile, essendo questo, eseguito in maniera iterativa svolgendo più volte la stessa analisi.
Il metodo è estremamente efficace ed è progettato per essere utilizzato per i sistemi strutturali che sono prevalentemente elastici lineari, ma che hanno un numero limitato di elementi predefiniti non lineari. Per il metodo FNA, tutte le non linearità è limitato agli elementi LINK/SUPPORT, come nel caso in esame.

Poiché le analisi FNA non possono che continuare da altri analisi FNA, particolare attenzione deve essere data al modo in cui è possibile modellare i carichi statici che possono agire sulla struttura prima di una analisi dinamica.

In realtà è molto semplice da eseguire l'analisi statica con FNA. Il carico viene applicato in forma quasi statica (molto lentamente) ad alto smorzamento. Per impostare un analisi FNA quasi-statica bisogna:

- definire una funzione tipo rampa, vista precedentemente, che aumenta linearmente da zero ad uno su una lunghezza di tempo che è lungo (diciamo dieci volte) rispetto al primo periodo della struttura, e quindi rimane costante per una lunghezza uguale di tempo. Definire tale funzione con un nome come ad esempio "*rampa*"
- definire un caso time-history non lineare modale (FNA):
    - Chiamare questo caso "*histqs*"
    - Iniziare l'analisi da zero o da un altro caso FNA
    - Applicare il modello/i di carico desiderato/i utilizzando la funzione "*rampa*" appena definita
    - Utilizzare un numero di intervalli di tempo desiderato, ma assicurarsi che il tempo totale è almeno il doppio del tempo di accelerazione della funzione "*rampa*"
    - Utilizzare un alto smorzamento modale, tipo 0,99. [23]

4.7.2 Analisi non linerare time history ad integrazione diretta

L'integrazione diretta delle intere equazioni del moto senza l'uso di sovrapposizione modale disponibile in SAP2000 offre, fra i diversi vantaggi, la possibilità di includere nell'analisi tutti i tipi di non linearità disponibili.

I risultati dell'integrazione diretta sono estremamente sensibili alle dimensioni del passo temporale scelto. Ciò non è vero per la sovrapposizione modale. Si dovrebbe sempre eseguire l'analisi ad integrazione diretta diminuendo le dimensioni del passo temporale fino a quando il passo è abbastanza piccolo che i risultati non sono più colpiti da essa.

Se l'analisi non lineare sta avendo problemi di convergenza, si consiglia di utilizzare il Metodo HHT con α = -1/3 per ottenere una soluzione iniziale, quindi eseguire nuovamente l'analisi con dimensioni decrescenti del passo temporale e dei valori α per ottenere risultati più accurati.

In un'analisi time-history ad integrazione diretta non lineare saranno considerate tutte le non linearità del materiale che sono state definite nel modello.

Per il tipo di non linearità geometrica è possibile scegliere tra:

- Nessuna
- Effetti P-delta
- Effetti di grossi spostamenti

Se si continua da una precedente analisi non lineare, si raccomanda vivamente di selezionare gli stessi parametri di non linearità geometriche per il caso in esame, come per il caso precedente.

L'analisi time-history è effettuata ad intervalli di tempo discreti. È possibile specificare il numero di intervalli di tempo con il parametro *nstep* e le dimensioni delle fasi temporali con il parametro *dt*.
L'intervallo di tempo durante il quale l'analisi è condotta è dato dal *nstep* x *dt*.

Le equazioni non lineari, pertanto, sono risolti iterativamente in ogni passo temporale. Questo potrebbe richiedere una nuova formazione e una nuova risoluzione delle matrici rigidezza e smorzamento. Le iterazioni sono eseguite fino a quando la soluzione converge. Se la convergenza non può essere raggiunto, il programma divide il passo in sottofasi piccole e riprova.

Sono disponibili diversi parametri per controllare il processo di iterazione e il substepping. Questi sono descritti nel seguito. Si consiglia di utilizzare i valori di *default* di tali parametri, ma si può decidere di variare la dimensione massima sottofase per motivi di precisione. [23]

4.7.3 Analisi Modale

"L'analisi modale consiste nella soluzione delle equazioni del moto della costruzione, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna) e nella individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare di una costruzione.

Questi modi di vibrare sono una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di alcuna forzante, e sono caratterizzate da un periodo proprio di oscillazione T, da uno smorzamento convenzionale ξ (caratteristiche proprie degli oscillatori elementari, sistemi dinamici ad un grado di libertà), nonché da una forma.

Tranne che per casi particolari, quali quelli per esempio di costruzioni dotate di sistemi di isolamento e di dissipazione, si assume che i modi di vibrare abbiano tutti lo stesso valore dello smorzamento convenzionale ξ pari al 5%.

Qualunque configurazione deformata di una costruzione, e quindi anche il suo stato di sollecitazione, può essere ottenuta come combinazione di deformate elementari, ciascuna con la forma di un modo di vibrare. Ovviamente, in funzione dell'azione che agisce sulla costruzione, alcuni modi di vibrare avranno parte più significativa di altri nella descrizione della conseguente configurazione deformata. La massa partecipante di un modo di vibrare esprime la quota parte delle forze sismiche di trascinamento, e quindi dei relativi effetti, che il singolo modo è in grado di descrivere. Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione, è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%, trascurando solo i modi di vibrare meno significativi in termini di massa partecipante" [c7.3.3.1 – circolare 2009].

Tale analisi sarà necessaria per eseguire l'analisi FNA appena descritta.

4.7.4 Analisi nel caso in esame

In definitiva per il modello finale rinforzato, trattando analisi "non lineari" dove non vale il principio di sovrapposizioni degli effetti e quindi dove la storia di carico assume un ruolo importante, le combinazioni delle azioni descritte nei paragrafi precedenti si ottengono grazie alla successione delle due analisi da eseguire***:*** *analisi statica non lineare per carichi gravitazionali* e successivamente *l'analisi non lineare time history ad integrazione diretta per i carichi sismici*. Dalla successive tabelle si può notare come le azioni permanenti, la temperatura e gli effetti a lungo termine (ritiro e viscosità) dovrebbero essere inseriti nella prima analisi (statica non lineare) al termine della quale inizia la seconda analisi (time history ad integrazione diretta) nella quale vengono ad aggiungersi gli effetti dell'azione sismica già combinati tra loro per l'uso degli acccelerogrammi.

Si ricorda infatti che l'azione sismica, eseguendo un'analisi dinamica non lineare con modello tridimensionale, si applica contemporaneamente mediante gli accelerogrammi nelle due direzioni principali (o tre direzioni se si considera la

componente verticale); così facendo i risultati ottenuti tengono conto dell'interazione fra le componenti del sisma, quindi non c'è bisogno di procedere alla combinazione degli effetti dell'azione sismica come nel caso dell'analisi dinamica lineare (o analisi modale).

Ricordando che gli effetti della viscosità vanno applicate alle azioni che producono effetti, nel caso studio devono essere applicati solo ai permanenti portati G2 e al ritiro, pertando dovremmo rieseguire le analisi variando il modulo elastico (per la soletta) mediante *l'analisi statica non lineare per stadi costruttivi* e applicando il modello di Mörsh per il ritiro.

		1° Caso	2° Caso	3° Caso
analisi statica non lineare		G1	G1	G1
		G2	G2	G2
			termica unif(+)	termica unif(-)
analisi dinamica non lineare	SLC	sisma GR1	sisma GR1	sisma GR1
		sisma GR2	sisma GR2	sisma GR2
		sisma GR3	sisma GR3	sisma GR3
	SLV	sisma GR1	sisma GR1	sisma GR1
		sisma GR2	sisma GR2	sisma GR2
		sisma GR3	sisma GR3	sisma GR3
	SLD	sisma GR1	sisma GR1	sisma GR1
		sisma GR2	sisma GR2	sisma GR2
		sisma GR3	sisma GR3	sisma GR3

		4° Caso	5° Caso	6° Caso
analisi statica non lineare		G1	G1	G1
		G2 (ritiro e viscosità)	G2 (ritiro e viscosità)	G2 (ritiro e viscosità)
			termica unif(+)	termica unif(-)
analisi dinamica non lineare	SLC	sisma GR1	sisma GR1	sisma GR1
		sisma GR2	sisma GR2	sisma GR2
		sisma GR3	sisma GR3	sisma GR3
	SLV	sisma GR1	sisma GR1	sisma GR1
		sisma GR2	sisma GR2	sisma GR2
		sisma GR3	sisma GR3	sisma GR3
	SLD	sisma GR1	sisma GR1	sisma GR1
		sisma GR2	sisma GR2	sisma GR2
		sisma GR3	sisma GR3	sisma GR3

Con G1, G2 e G3 i gruppi di accelerogrammi già visti nel §4.4.2 dell'azioni sismica:

GRUPPI:	GR1	1o-2o-3v
	GR2	3o-1o-2v
	GR3	2o-3o-1v

In maniera analoga è stata eseguita l'analisi FNA sul modello di partenza (viadotto: sottostruttura originaria, nuovi dispositivi antisismici e nuovo impalcato; rampe: sottostruttura e sovrastruttura originari, nuovi elementi accessori, nuovi dispositivi antisimici) e sul modello rinforzato (ovvero con pile rinforzate con incamiciature in c.a.) per dimensionare il rinforzo strutturale delle pile. L'analisi FNA si svolgerà sia per carichi gravitazionali che per carichi sismici. Quindi è stata eseguita un'analisi FNA per carichi gravitazionali e in successione una seconda analisi FNA per i carichi sismici con condizioni iniziali coincidenti alle condizioni finali della precedente analisi. Tale analisi è stata eseguita più volte allo scopo di dimensionare il rinforzo in maniera iterativa seguendo lo schema di figura 4-69.

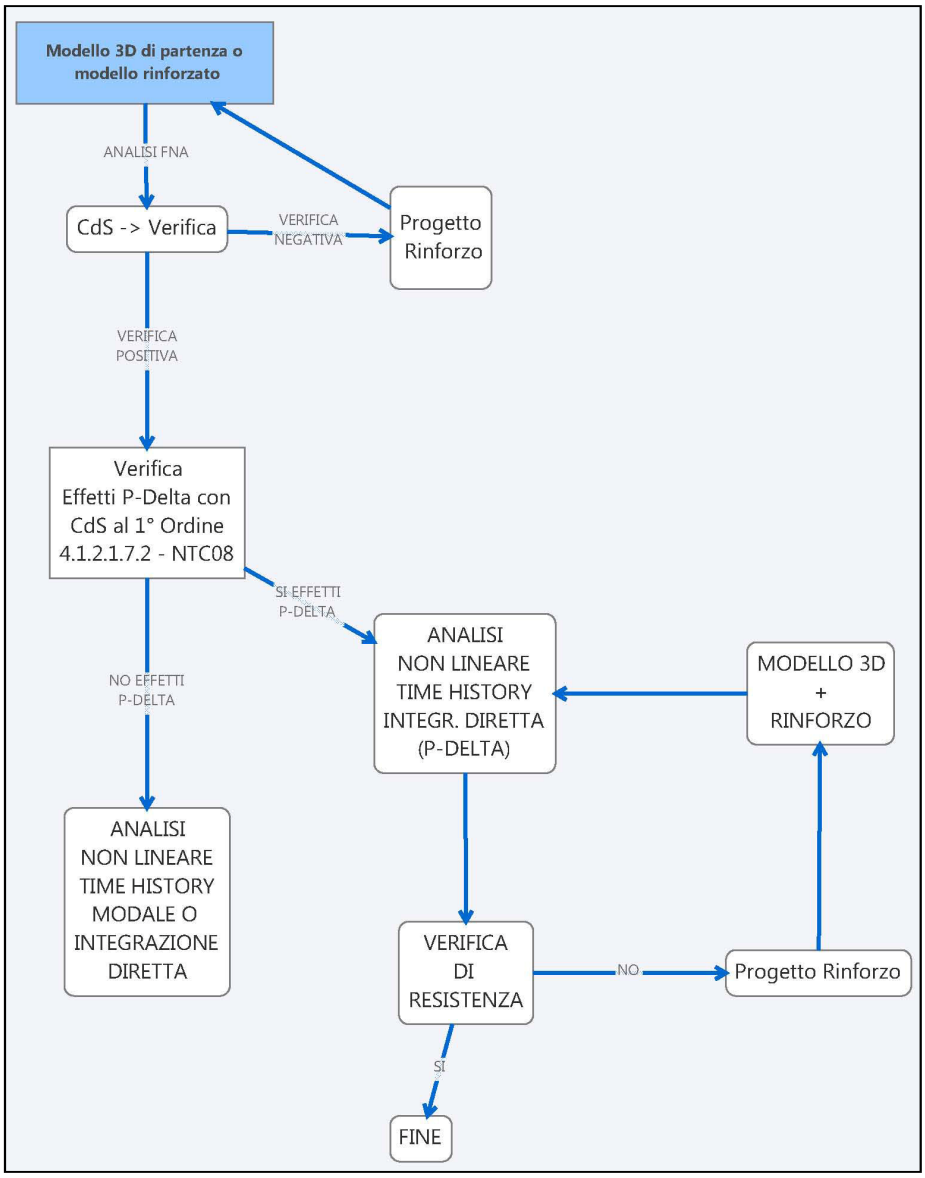


Figura 4-69: Iterazioni per il dimensionamento del rinforzo

Nel caso in esame, concentrando l'attenzione sulla sezione di base, si è partito da un rinforzo iniziale di 10 cm per passare a 15 cm ed infine quello definitivo pari a 20 cm per tutte le pile. Si è adottata, inoltre, un'armatura diversa in base alla rigidezza delle pile e quindi all'altezza delle stesse. Nella tabella e nelle figure di seguito si riportano in maniera schematica le armature originarie (stato attuale) e quelle adottate per il rinforzo (stato di progetto) nelle varie pile:

	Dimensione Originaria	Rinforzo Cls	Armatura Originaria		Armature Rinforzo
			Posizione	Dimensione	
		cm		mm	mm
Pila 31	3,5x2	20	1	Φ26/Φ30	
			2	Φ20	Φ28
			3	Φ16	
Pila 32	3,5x2	20	1	Φ26	
			2	Φ18	Φ28
			3	Φ14	
Pila 33	3,5x2	20	1	Φ22	
			2	Φ16	Φ24
			3	Φ14	
Pila 33bis	3,5x2	20	1	Φ18	
			2	Φ14	Φ24
			3	Φ14	
Pila 34	5x2,8	20	1	Φ22	
			2	Φ18	Φ28
			3	Φ18	
Pila 35	5x2,8	20	1	Φ18	
			2	Φ18	Φ28
			3	Φ18	
Pile 1,2x,7,8,9,14,15	4x2,3	20	1	Φ24	
			2	Φ24	Φ24
			3	Φ16	
Pile 6,10,11,12,13	4x2,3	20	1	Φ24	
			2	Φ24	Φ28
			3	Φ16	
Pile 2dx,3,4,5	5x2,8	20	1	Φ26	
			2	Φ20	Φ28
			3	Φ20	
			4	Φ16	

Si noti che l'armatura originaria è composta da ferri accoppiati, pertanto ogni elemento d'armatura raffigurato corrisponde a due ferri d'armatura. Il numero totale di ferri originario è il doppio di quello rappresentato.

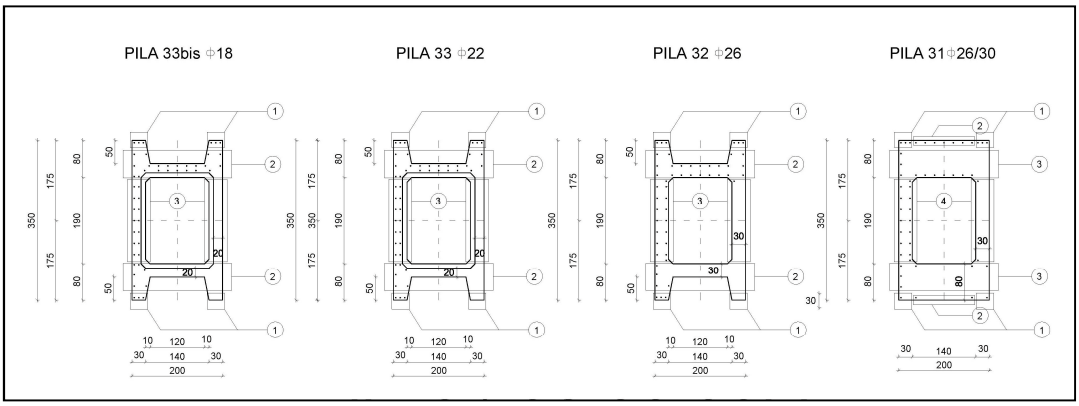


Figura 4-70: Armature stato attuale pile 31, 32, 33, 33bis

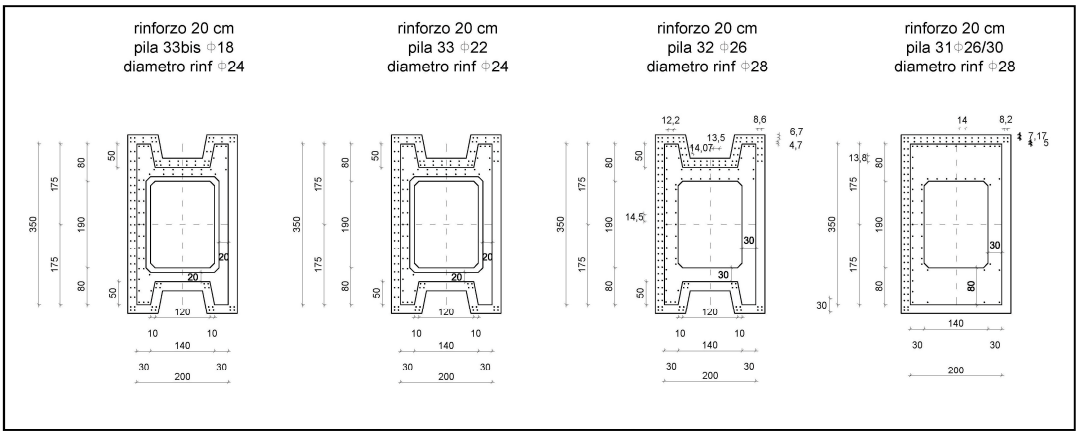


Figura 4-71: Armature stato di progetto pile 31, 32, 33, 33bis

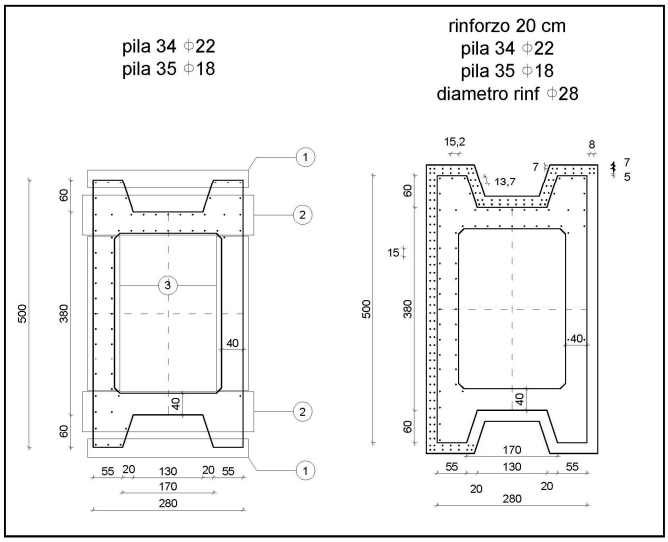


Figura 4-72: Armatura stato attuale e di prog. pila 34 e 35

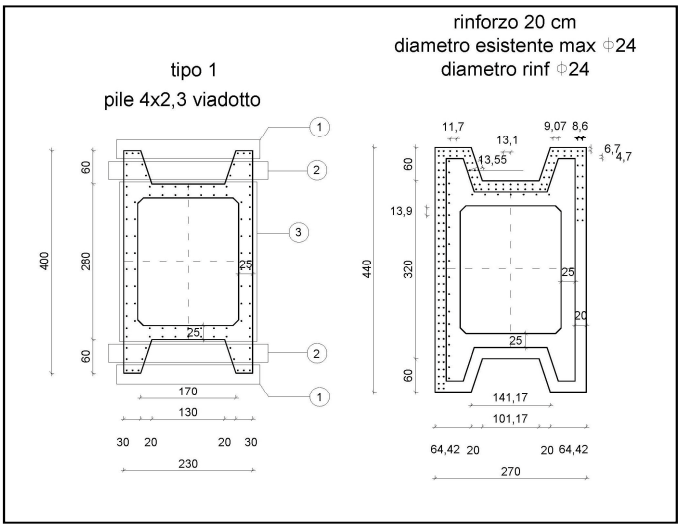


Figura 4-73: Armatura stato attuale e di prog. pile 1, 2sx, 7, 8, 9, 14, 15

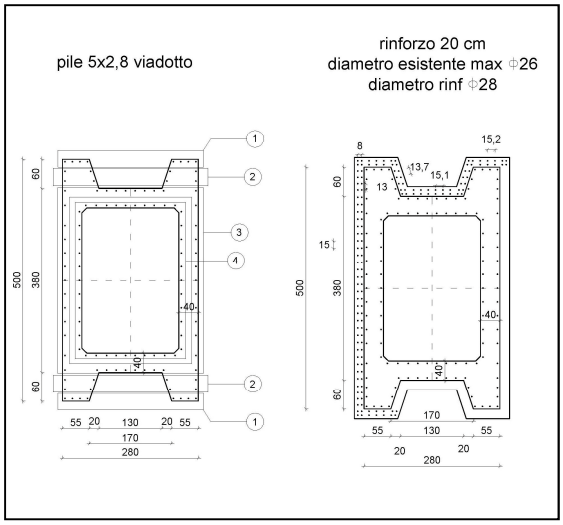


Figura 4-74: Armatura stato attuale e di prog. pile 2dx, 3, 4, 5

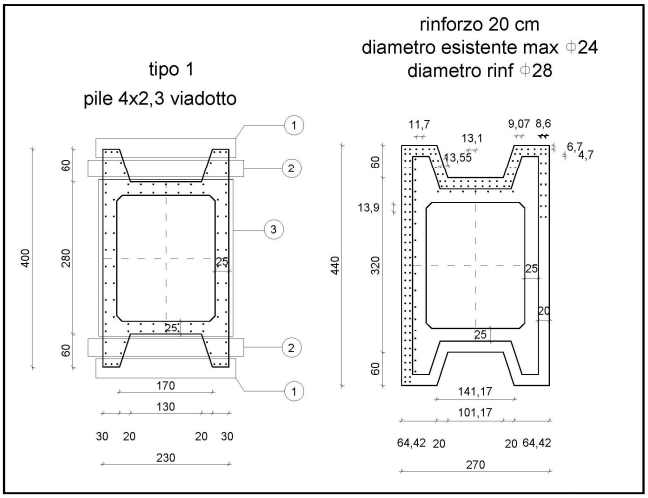


Figura 4-75: Armatura stato attuale e di prog. pile 6, 10, 11, 12, 13

4.8 La modellazione

L'analisi dinamica globale dell'opera è stata condotta mediante la definizione di un modello globale tridimensionale agli elementi finiti, creato e risolto con il software SAP2000 della Computers and Structures, Inc. I vari elementi strutturali sono stati modellati tenendo conto delle effettive caratteristiche geometriche, meccaniche ed inerziali dell'opera.

Mediante il modello tridimensionale possiamo considerare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza, resistenza [§ 7.2.6 - NTC 2008] e gli effetti torsionali [§ 7.2.1 - NTC 2008].

Particolare attenzione va alle situazioni nelle quali componenti dell'azione sismica possono produrre forze d'inerzia verticali (travi di grande luce, sbalzi significativi, etc.). A tal proposito la norma prescrive, come già visto nel paragrafo 4.2.4.2, di considerare la componente verticale del sisma in presenza di elementi orizzontali con luce superiore a 20 m [§ 7.2.1 - NTC 2008].

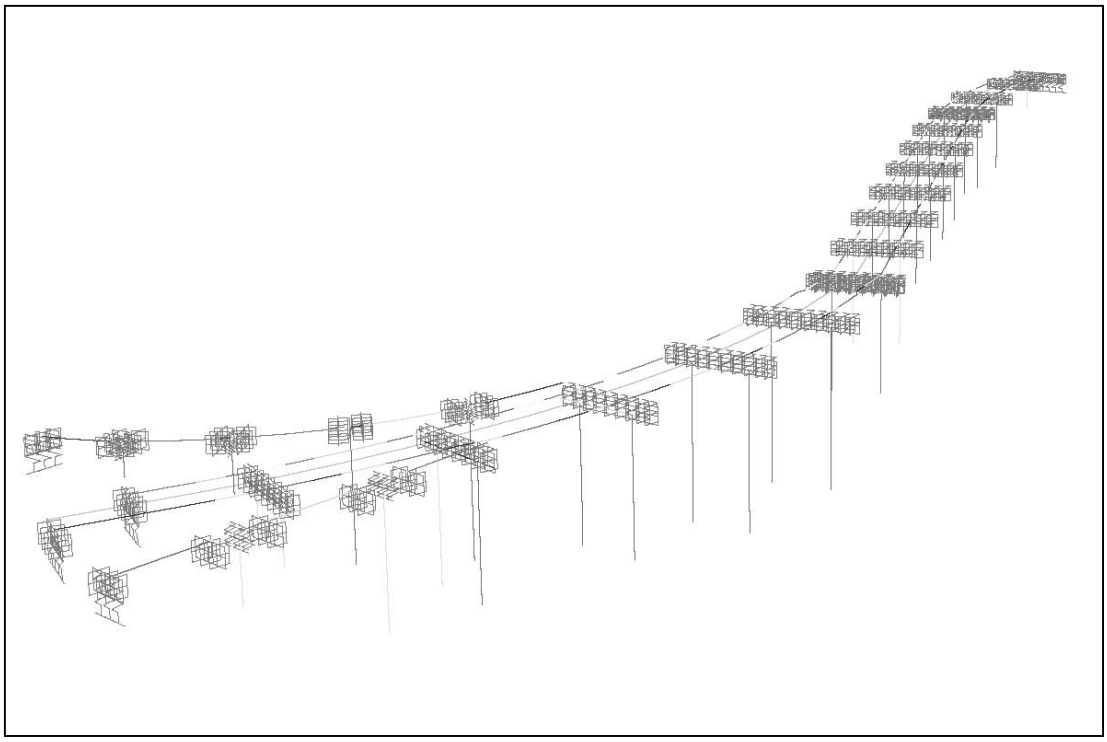


Figura 4-76: Modello globale

Mediante la sezione apposita del software, definita *Bridge Wizard,* sono stati definiti i dati d'input: layout line, geometria dei vari elementi, caratteristiche meccaniche dei

vari materiali, proprietà link, diaframmi, variazioni parametriche, oggetti ponte (viadotto dx, viadotto sx, rampa entrata, rampa uscita). Dopodiché il modello è stato caricato, e quindi creato, usando l'opzione "*Aggiorna come Modello Unifilare usando elementi Frame*". Pertanto con elementi *frame* sono stati rappresentati le pile, i pulvini e i quattro impalcati diversi (due relativi alle carreggiate separate ed due alle rampe), i dispositivi antisismici sono stati invece schematizzati mediante elementi a non linearità concentrata presenti nella libreria del programma definti *rubber isolator*.

Per meglio riprodurre il reale comportamento meccanico del sistema strutturale sono stati introdotti dei nodi rigidi interni (BODY) laddove il programma creava delle labilità nella creazione del modello o semplicemente per unire i quattro *oggetti ponte* creati singolarmente (viadotto dx, viadotto sx, rampa entrata, rampa uscita).

Attraverso invece la sezione *section designer* è stata definita la geometria delle sezioni delle pile e i materiali con le caratteristiche annesse.

I vincoli esterni sono costituiti da incastri.

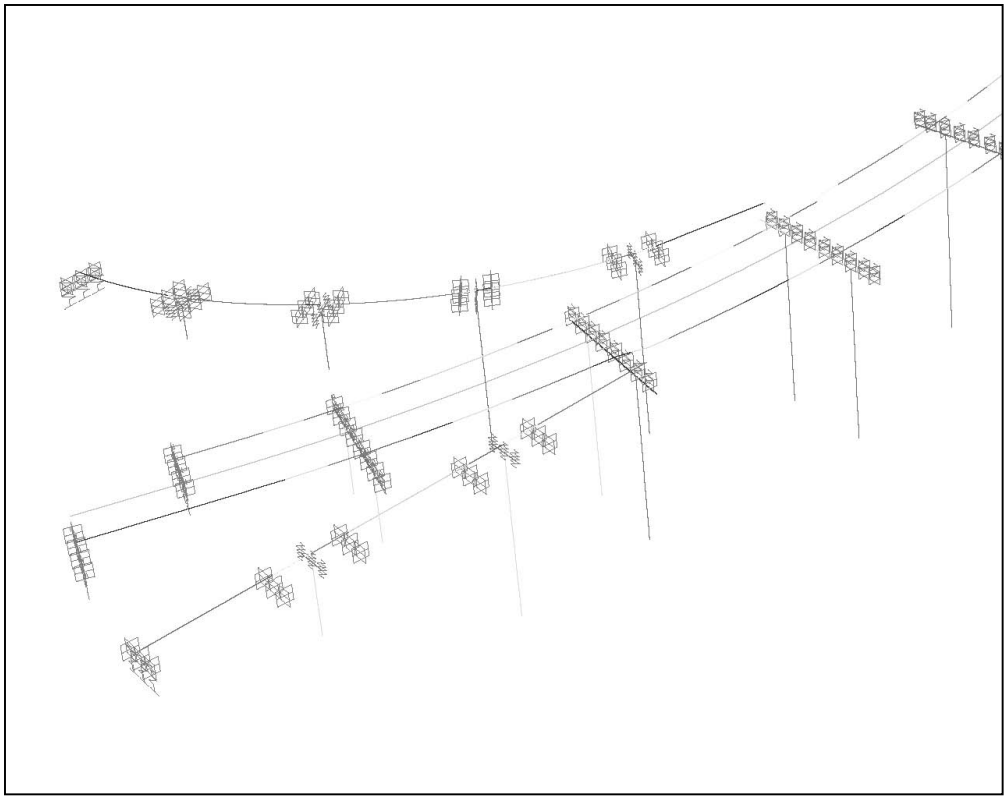


Figura 4-77: Modello parte 1 di 4

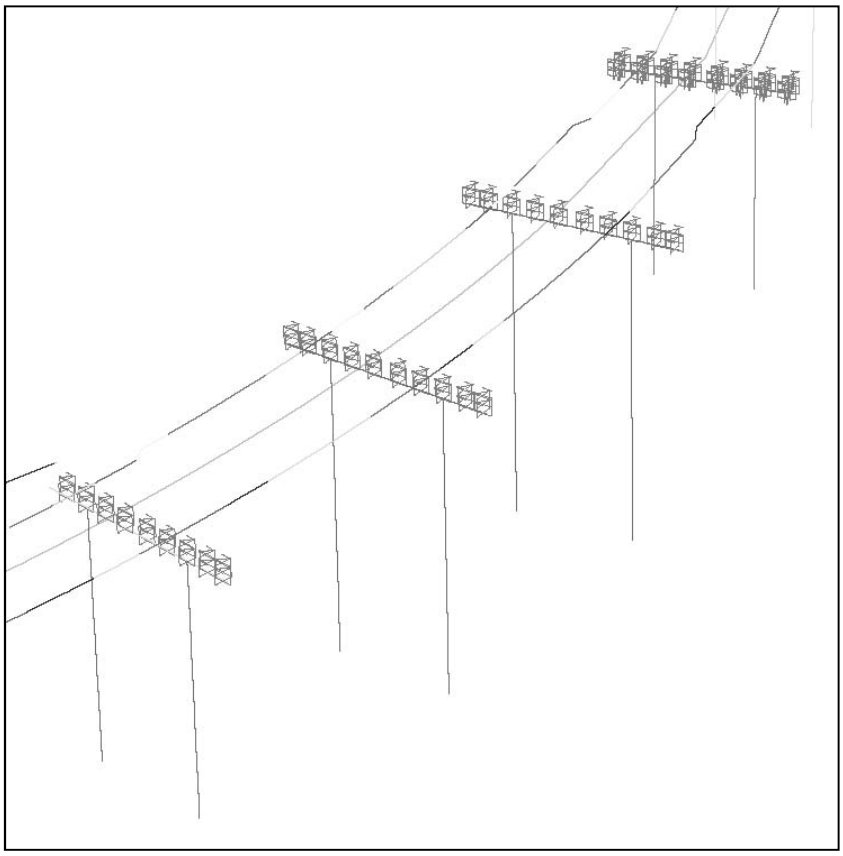


Figura 4-78: Modello parte 2 di 4

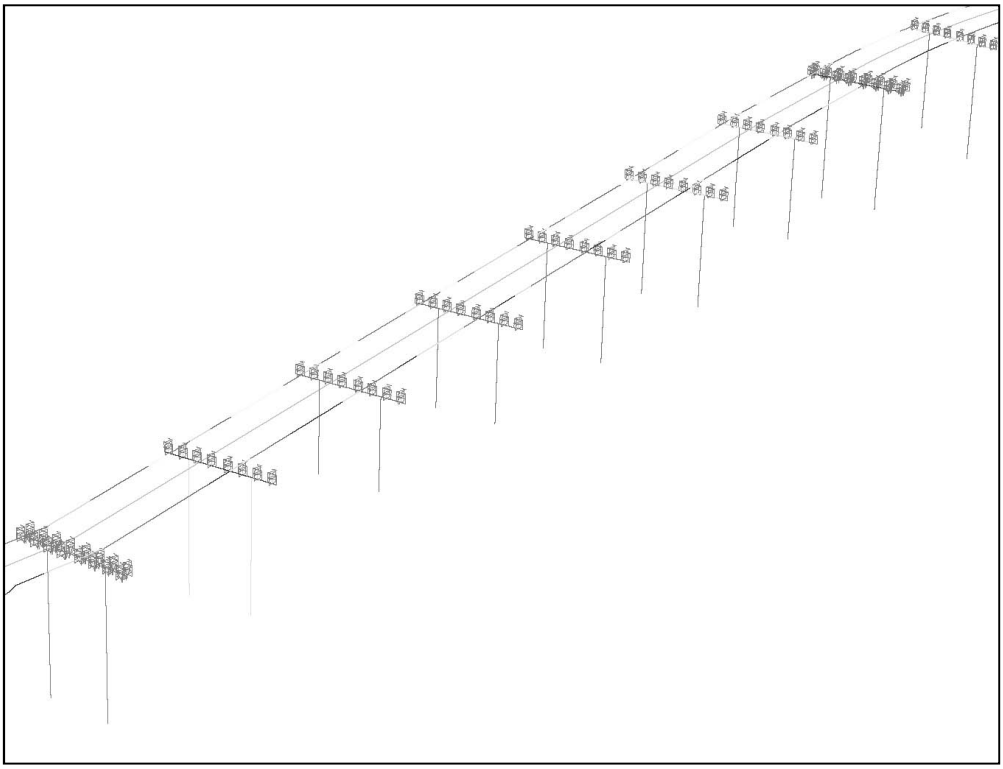


Figura 4-79: Modello parte 3 di 4

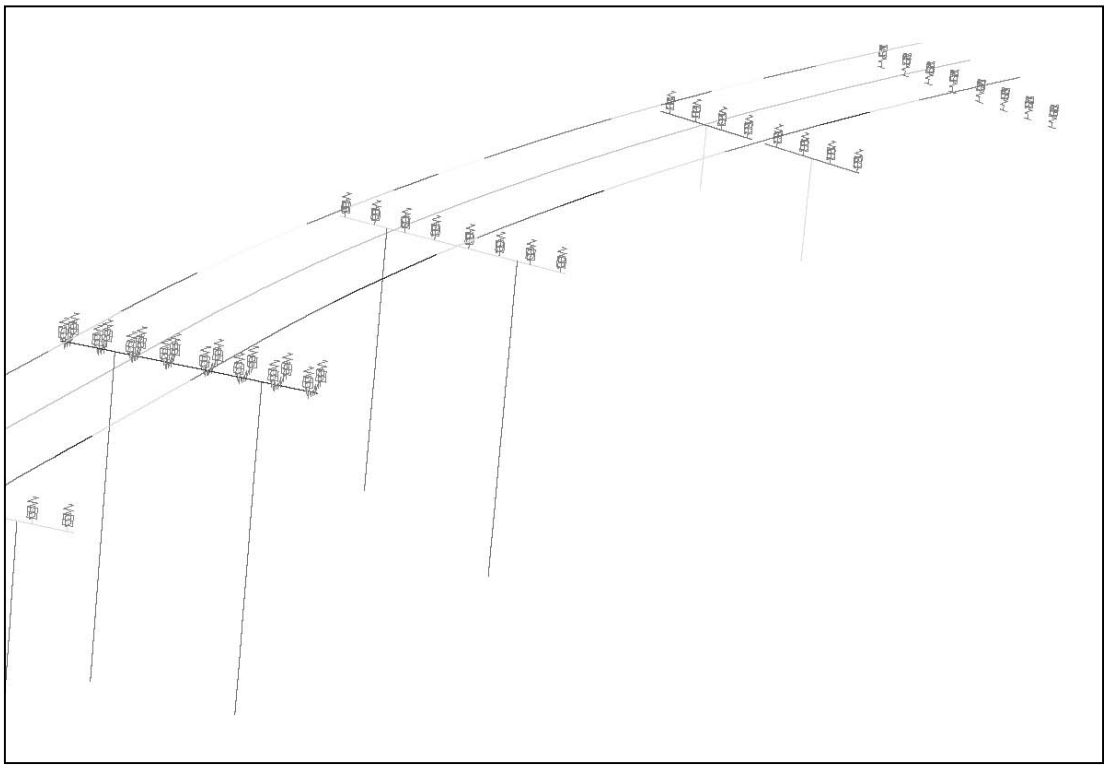


Figura 4-80: Modello parte 4 di 4

Attraverso la strategia dell'isolamento sismico la sovrastruttura e la sottostruttura sono modellate come sistemi a comportamento elastico lineare.

Il sistema di isolamento è stato modellato, in relazione alle sue caratteristiche meccaniche, come avente legame costitutivo non lineare. La deformabilità verticale degli isolatori, come riporta la norma, può essere trascurata quando il rapporto tra la rigidezza verticale del sistema di isolamento Kv e la rigidezza equivalente orizzontale Kesi è superiore a 800 [§ 7.10.5.2 - NTC 2008]:

$$\frac{Kv}{Kesi} \geq 800$$

dove Kesi è la rigidezza equivalente riferita allo spostamento totale di progetto per lo stato limite in esame. In Tabella 4-1 sono stati riportati i valori di tali rapporti insieme alle altre caratteristiche meccaniche dei dispositivi.

Tale modo di procedere può essere utilizzato per modelli caricati nel programma tramite "*Modello Oggetto Aria*", modello già visto per la progettazione del nuovo impalcato (capitolo 3). In tale caso, dove le travi sono rappresentati da elementi frame e la soletta da elementi shell, i carichi sono distribuiti secondo la loro effettiva

disposizione reale. Per i modelli, come nel caso in esame, rappresentati da "*Modello Unifilare Usando Oggetti Frame*", dove l'intero impalcato viene schematizzato con un elemento frame, tale modo di procedere altererebbe il risultato. Infatti, disponendo i carichi lungo l'unico frame presente comporterebbe un flusso delle azioni maggiore verso i dispositivi centrali, alterato così i risultati. Pertanto, nel caso studio, vengono considerati nel modello le singole rigidezza verticali dei singoli dispositivi considerando così la loro deformabilità.

Nel caso in cui si adotti un modello non lineare, il legame costitutivo dei singoli dispositivi del sistema d'isolamento deve riprodurre adeguatamente il loro comportamento nel campo di deformazioni e velocità che si verificano durante l'azione sismica, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi [§ 7.10.5.2 - NTC 2008].

In generale particolare attenzione, come prescrive la norma al punto 7.10.5.1 della NTC08, va alle *proprietà del sistema di isolamento*.

Anche se nel caso studio non si sono avuti particolari difficoltà in tali termini qui si riporta, per completezza dell'argomento, ciò che prescrive la stessa norma:

"Le proprietà meccaniche del sistema di isolamento da adottare nelle analisi di progetto, derivanti dalla combinazione delle proprietà meccaniche dei singoli dispositivi che lo costituiscono, sono le più sfavorevoli che si possono verificare durante la sua vita utile. Esse devono tener conto, ove pertinente, di:

- entità delle deformazioni subite in relazione allo stato limite per la verifica del quale si svolge l'analisi,

- variabilità delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi, nell'ambito della fornitura,

- velocità massima di deformazione (frequenza), in un intervallo di variabilità di ±30% del valore di progetto,

- entità dei carichi verticali agenti simultaneamente al sisma,

- entità dei carichi e delle deformazioni in direzione trasversale a quella considerata,

- temperatura, per i valori massimo e minimo di progetto,

- cambiamento delle caratteristiche nel tempo (invecchiamento).

Si devono, pertanto, eseguire più analisi per ciascuno stato limite da verificare, attribuendo ai parametri del modello i valori estremi più sfavorevoli ai fini della valutazione delle grandezze da verificare e coerenti con l'entità delle deformazioni subite dai dispositivi.

Nella progettazione delle costruzioni di classe d'uso I e II, si possono adottare i valori medi delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento, a condizione che i valori estremi (massimo oppure minimo) differiscano di non più del 20% dal valor medio."

Al punto C7.10.5.1 la circolare del 2009 continua approfondendo l'argomento:

"*Ai fini della valutazione globale delle variazioni di caratteristiche meccaniche da mettere in conto nelle analisi, occorrerà tener conto sia della (bassa) probabilità di occorrenza del terremoto contemporaneamente alle diverse condizioni che determinano tali variazioni, sia della correlazione tra le variazioni dei parametri che definiscono il comportamento meccanico dei diversi dispositivi che compongono il sistema di isolamento, in particolare verificando se le variazioni avvengono con stesso segno o con segno opposto.*

L'entità delle deformazioni subite in relazione allo stato limite considerato ha notevole influenza nel caso di sistemi a comportamento non lineare, minore nel caso di sistemi a comportamento quasi lineare. Nel primo caso, quando si esegue l'analisi non lineare, tale variabilità è automaticamente messa in conto nel modello. Qualora, invece, fosse possibile adottare l'analisi lineare, particolare cura dovrà essere rivolta alla determinazione delle caratteristiche lineari equivalenti del sistema. Per i sistemi quasi lineari l'effetto risulterà tanto maggiore quanto maggiore è la dissipazione di energia. Nel caso di isolatori elastomerici, per rapporti di smorzamento dell'ordine del 10%, le analisi per lo SLU e per lo SLD possono eseguirsi, in genere, con gli stessi valori di rigidezza e di smorzamento, se i valori di deformazione raggiunti per i due livelli di azione sono compresi tra il 50% e il 150% .

La variabilità delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi nell'ambito della fornitura, può richiedere precauzioni diverse in relazione al numero di dispositivi dello stesso tipo che costituiscono il sistema d'isolamento.

Nel caso in cui i dispositivi siano in numero sufficientemente alto, come accade spesso nei sistemi costituiti da isolatori elastomerici, si può assumere nell'analisi il valore medio delle caratteristiche per tutti i dispositivi, essendo scarse le probabilità di una sistematica differenza di caratteristiche in una precisa zona del sistema di isolamento, tale da determinare effetti significativi di eccentricità rigidezza-massa.

Nel caso in cui i dispositivi di uno stesso tipo siano presenti in numero limitato, occorre valutare attentamente l'effetto di differenze significative portandole in conto nell'analisi.

La velocità di deformazione (frequenza), nell'intervallo di variabilità del ±30% del valore di progetto ha, per la maggior parte dei dispositivi normalmente utilizzati, influenza trascurabile. Più importanti sono le differenze di comportamento tra le condizioni di esercizio (ad esempio in relazione a spostamenti lenti dovuti a variazioni termiche) e quelle sismiche, differenziandosi le velocità di qualche ordine di grandezza.

La rigidezza o la resistenza agli spostamenti orizzontali di alcuni tipi di isolatori dipendono all'entità degli sforzi verticali agenti simultaneamente agli spostamenti sismici orizzontali. Ciò accade in maniera significativa per gli isolatori a scorrimento e, in misura minore, per gli isolatori elastomerici con basso fattore di forma secondario.

La variabilità della resistenza per attrito può essere direttamente messa in conto nei modelli non lineari, attraverso l'adozione di programmi capaci di variare la resistenza orizzontale in funzione dello sforzo verticale in ciascun isolatore. Per gli isolatori elastomerici con elevati fattori di forma e con verifiche di stabilità soddisfatte con ampio margine, la dipendenza della rigidezza orizzontale dallo sforzo verticale presente è in genere trascurabile.

Il comportamento di un dispositivo secondo una direzione può essere, per alcuni tipi, influenzato dalle deformazioni in direzione trasversale a quella considerata, per effetti del second'ordine non trascurabili.

Le variazioni di caratteristiche meccaniche conseguenti alle variazioni termiche potranno essere valutate coerentemente con i valori di combinazione degli effetti termici.

Gli effetti dell'invecchiamento sono particolarmente significativi per i dispositivi elastomerici. Le variazioni delle loro caratteristiche meccaniche nel tempo possono essere valutate approssimativamente mediante procedure di invecchiamento accelerato.Una differenza del 20% sulle caratteristiche meccaniche del sistema di isolamento rispetto al valore medio, assunto come valore di progetto, comporta, se si fa riferimento ad un sistema elastico o quasi elastico, una differenza del periodo proprio dell'ordine del 10% e analoghe differenze in termini di accelerazioni sulla struttura.

Nella modellazione del caso studio si è tenuto conto inoltre dei fenomeni quali [§ 7.2.6 - NTC08]:

- la fessurazione dell'impalcato
- la fessurazione delle pile

Infatti al punto 7.2.6 della NTC08 la norma prescrive:

"*Per rappresentare la rigidezza degli elementi strutturali si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano; in ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in muratura, cemento armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente."*

Per quanto riguarda la fessurazione dell'impalcato, pertanto, è stato considerato un modulo ridotto nelle zone fessurate, in corrispondenza di ogni appoggio. Più precisamente, nelle zone a momento negativo, sono state considerate delle aree fessurate con un estensione prima e dopo degli appoggi pari al 15 % della luce della campata [§4.3.2.2.1 - NTC08]. Pertanto si tiene conto dell'influenza della fessurazione della soletta in calcestruzzo riducendo la rigidezza degli elementi interessati e portanto il valore del modulo elastico al 60% di E del calcestruzzo non fessurato.

Per quanto riguarda la fessurazione delle pile, alla base delle stesse, è stato introdotto un modulo elastico pari all'80% del modulo del calcestruzzo non fessurato.

4.8.1 Modellazione dei carichi

I carichi considerati, come già descritto nel paragrafo relativo, sono:

- sovraccarichi permanenti portanti (G1), determinati direttamente dal programma di calcolo una volta nota la geometria e inseriti i pesi specifici. Essi sono definiti DEAD.
- sovraccarichi permanenti portati (G2) inseriti nel modello come carichi esterni uniformemente distribuiti sull'asse dell'impalcato sottoforma di coppie e forze (ved. figure a seguire)
- azione sismica, quest'ultima determinata indirettamente tramite gli accelerogrammi [§ 7.2.6 - NTC 2008] e più precisamente i gruppi di accelerogrammi [§ 7.3.5 - NTC 2008] insieme alla sorgente massa definita "*da elementi, masse aggiuntive e carichi*" dove vengono considerati i permanenti portati G2 con un moltiplicatore pari a 1.

Si riporta di seguito un calcolo dei carichi permaneti portanti G2 e i relativi valori inseriti nel modello.

CLS arm =	25	kN/m^3
acciaio =	78,5	kN/m^3
trave app =	14,56	kN/m
trave mezz =	5,32	kN/m
traversi =	6,87	kN/m
trave rampa long. acciaio =	1,65	kN/m
soletta (28cm) =	7	kN/m^2
Giunti, irrigid., pannelli danima e controventi	0,30	del peso delle travi
pavim/marc/imperm.	3,50	kN/m^2
rete/sicurvia/	3,00	kN/m
pila 4x2,3=	81,50	kN/m
pila 5x2,8=	155,00	kN/m
pulvino tipo 1 =	154,00	kN/m
pulvino tipo 2 =	181,25	kN/m
pulvino tipo 3 =	177,25	kN/m
pulvino tipo 4 =	136,00	kN/m
pulvino tipo 5 =	128,00	kN/m
pulvino tipo 6 =	145,00	kN/m
pulvino tipo 7 =	154,35	kN/m
pulvino tipo 8 =	158,50	kN/m
pulvino tipo 9 =	167,50	kN/m

Isol rettilineo=	9	kN
Isol curva sx=	8	kN
Isol curva dx=	7,5	kN
Isol rampa=	5,2	kN
trave rampa long. CAP =	9,56	kN/m
traversi rampa (lung 5 m) =	7,5	kN/m
soletta (20cm) =	5	kN/m^2
pavim/marc/imperm.	3,50	kN/m^2
rete/sicurvia/	3,00	kN/m
pila 3,5x2 tipo bassa =	108,50	kN/m
pila 3,5x2 tipo media =	76,00	kN/m
pila 3,5x2 tipo alta =	58,5	kN/m
	81	kN/m
pila 5x2,8=	155,00	kN/m
pulvino da 7m =	830,25	kN
pulvino da 5m =	625,00	kN
pulvino da 12m =	1375,00	kN

Figura 4-81: analisi carichi per G2

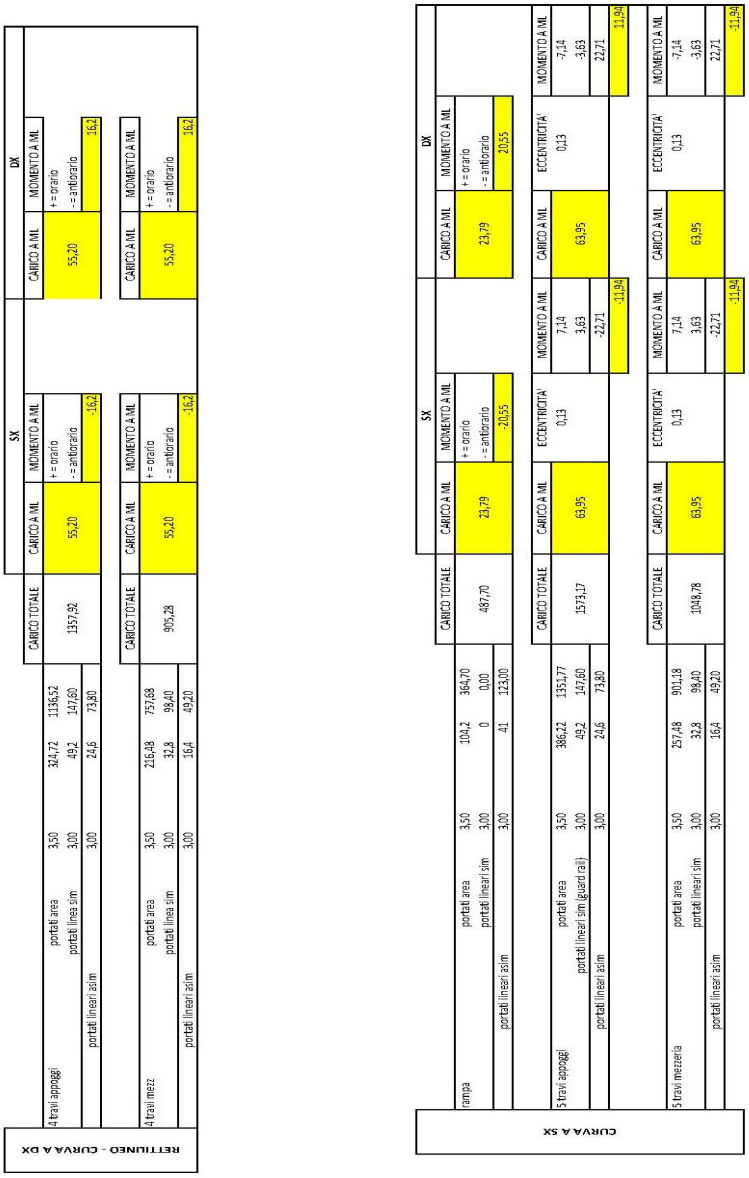


Figura 4-82: G2 per viadotto

RAMPA D'USCITA							CARICO A ML
		portati area	3,50	50,4	176,40	260,40	37,20
		portati lineari sim	3,00	28	84,00		
		portati area	3,50	36	126,00	186,00	37,20
		portati lineari sim	3,00	20	60,00		
		portati area	3,50	36	126,00	186,00	37,20
		portati lineari sim	3,00	20	60,00		
		portati area	3,50	36	126,00	186,00	37,20
		portati lineari sim	3,00	20	60,00		
	impalcato 31 - 32						
	impalcato 32 - 33						
	impalcato 33 - 33 bis						
	impalcato 33 bis - spalla 33 bis	portati area	3,50	145,6	509,60	749,60	37,48
		portati lineari sim	3,00	80	240,00		

Figura 4-83: G2 per rampa d'uscita

RAMPA D'ENTRATA							CARICO A ML
		portati area	3,50	86,4	302,40	446,40	37,20
		portati lineari sim	3,00	48	144,00		
		portati area	3,50	86,4	302,40	446,40	37,20
		portati lineari sim	3,00	48	144,00		
	impalcato 34 - 35	portati area	3,50	145,6	509,60	749,60	37,48
	impalcato 35 - spalla 35	portati lineari sim	3,00	80	240,00		

Figura 4-84: G2 per rampa d'entrata

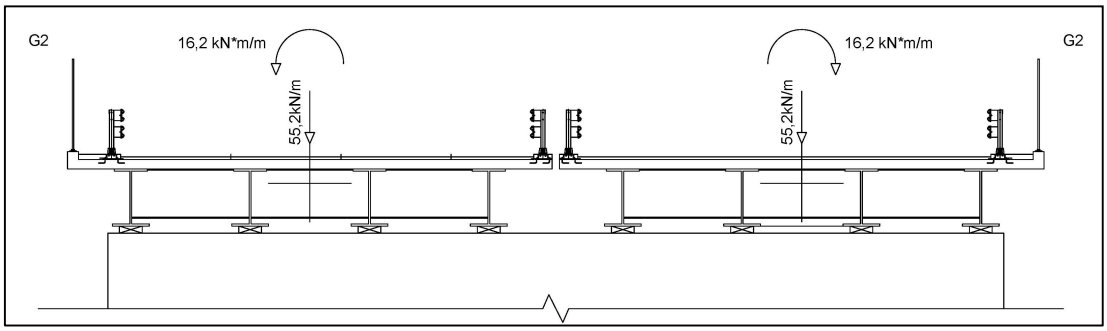


Figura 4-85: G2 viadotto 1

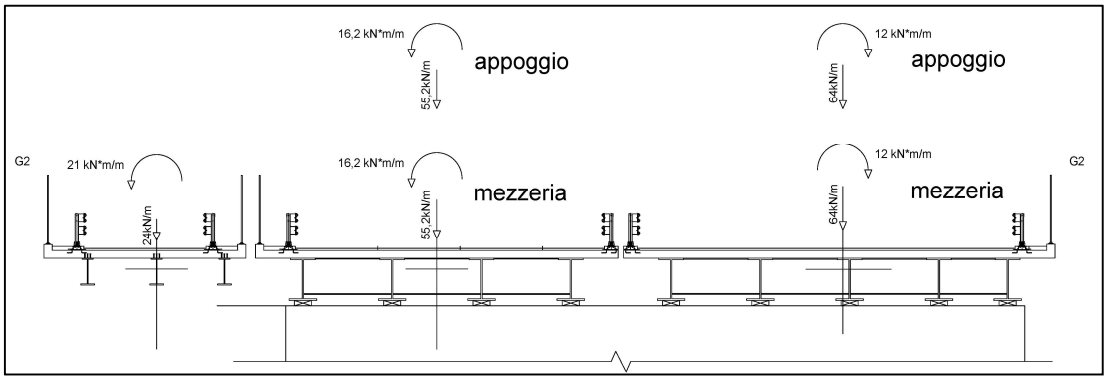


Figura 4-86: G2 viadotto 2

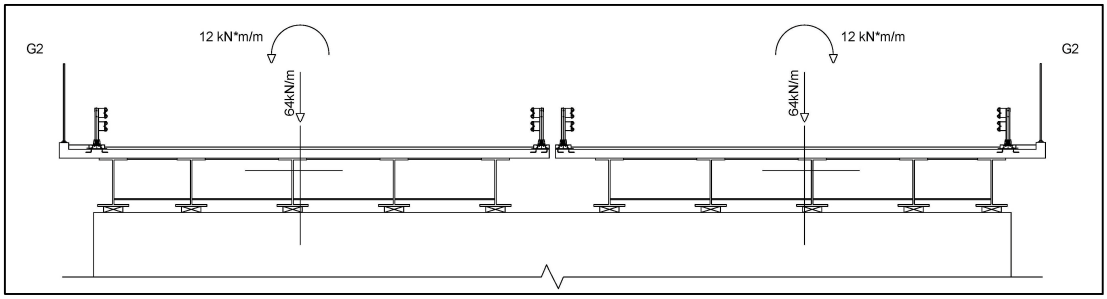


Figura 4-87: G2 viadotto 3

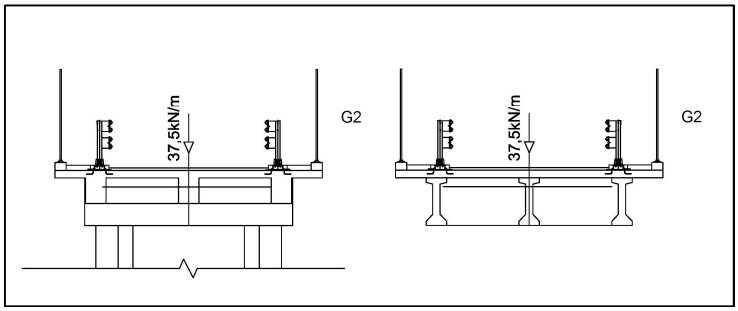


Figura 4-88: G2 rampe

Nelle rampe, in corrispondenza dei pulvini/impalcati, sono stati inseriti ulteriori carichi esterni (32,5 kN/ml per l'uscita e 28,5 kN/ml per l'entrata) per tener conto della lastra inferiore del pulvino e dei gradini non computati nel modello.

Le condizioni di carico elementari sono state combinate a loro volta come già descritto nel relativo paragrafo.

4.8.2 Effetti P-Delta

Per gli effetti P-delta si riporta la prescrizione della norma al punto 4.1.2.1.7.2 della NTC08 sulla "snellezza limite dei pilastri singoli":

"In via approssimata gli effetti del secondo ordine in pilastri singoli possono essere trascurati se la snellezza λ non supera il valore limite

$$\lambda_{lim} = 15{,}4 \cdot \frac{C}{\sqrt{\nu}}$$

dove

$\upsilon = N_{ED}/(Ac*fcd)$	*è l'azione assiale adimensionale*
$C = 1{,}7+rm$	*dipende dalla distribuzione dei momenti flettenti del primo ordine ($0{,}7 \leq C \leq 2{,}7$)*
$rm = M01/M02$	*è il rapporto fra i momeni flettenti del primo rodine alle due estremità del pilastro, positivo se i due momenti sono discordi sulla trave (con $\|M02\| \geq \|M01\|$)*

La snellezza è calcolata come rapporto tra la lunghezza libera di inflessione ed il raggio d'inerzia della sezione di calcestruzzo non fessurato:

$$\lambda = l_0 / i$$

dove in particolare l_0 va definita in base ai vincoli d'estremità ed all'interazione con eventuali elementi contigui.

Considerando per le pile in questione una lunghezza libera d'inflessione $l0 = \beta * l$ con β coefficiente che tiene conto dei vincoli alle estremità, pari a 2 nel piano longitudinale al viadotto e pari a 1 nel piano trasversale (Figura 4-89)

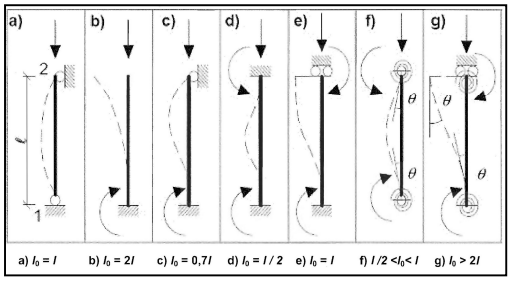


Figura 4-89: Schemi strutturali per il calcolo della snellezza [Fig. 5.7 - EC2]

Si determina la snellezza λ per tutte le pile in entrambe le direzioni

		Bent	Height		long			trasv		
		Text	m		lo = 2*l	ρ	λ = lo/ρ	lo = l	ρ	λ = lo/ρ
CURVA A SX	1	Allineamento 1 dx	12,63	4x2,3	25,26	0,97	26	12,63	1,38	9
		Allineamento 1 sx	12,63	4x2,3	25,26	0,97	26	12,63	1,38	9
	2	Allineamento 2 dx	30,78	5x2,8	61,56	1,13	55	30,78	1,73	18
		Allineamento 2 sx	30,78	4x2,3	61,56	0,97	63	30,78	1,38	22
	3	Allineamento 3 dx	33,4	5x2,8	66,8	1,13	59	33,4	1,73	19
		Allineamento 3 sx	33,4	5x2,8	66,8	1,13	59	33,4	1,73	19
	4	Allineamento 4 dx	40,25	5x2,8	80,5	1,13	71	40,25	1,73	23
		Allineamento 4 sx	40,25	5x2,8	80,5	1,13	71	40,25	1,73	23
	5	Allineamento 5 dx	42,97	5x2,8	85,94	1,13	76	42,97	1,73	25
		Allineamento 5 sx	42,97	5x2,8	85,94	1,13	76	42,97	1,73	25
	6	Allineamento 6 dx	29,69	4x2,3	59,38	0,97	61	29,69	1,38	22
		Allineamento 6 sx	29,69	4x2,3	59,38	0,97	61	29,69	1,38	22

		Bent	Height		long			trasv		
		Text	m		lo = 2*l	ρ	λ = lo/ρ	lo = l	ρ	λ = lo/ρ
RETTILINEO	6	Allineamento 6 dx	29,69	4x2,3	59,38	0,97	61	29,69	1,38	22
		Allineamento 6 sx	29,69	4x2,3	59,38	0,97	61	29,69	1,38	22
	7	Allineamento 7 dx	27,28	4x2,3	54,56	0,97	56	27,28	1,38	20
		Allineamento 7 sx	27,28	4x2,3	54,56	0,97	56	27,28	1,38	20
	8	Allineamento 8 dx	19,32	4x2,3	38,64	0,97	40	19,32	1,38	14
		Allineamento 8 sx	19,32	4x2,3	38,64	0,97	40	19,32	1,38	14
	9	Allineamento 9 dx	21,37	4x2,3	42,74	0,97	44	21,37	1,38	15
		Allineamento 9 sx	21,37	4x2,3	42,74	0,97	44	21,37	1,38	15
	10	Allineamento 10 dx	23,42	4x2,3	46,84	0,97	48	23,42	1,38	17
		Allineamento 10 sx	23,42	4x2,3	46,84	0,97	48	23,42	1,38	17
	11	Allineamento 11 dx	25,47	4x2,3	50,94	0,97	52	25,47	1,38	18
		Allineamento 11 sx	25,47	4x2,3	50,94	0,97	52	25,47	1,38	18
	12	Allineamento 12 dx	23,52	4x2,3	47,04	0,97	48	23,52	1,38	17
		Allineamento 12 sx	23,52	4x2,3	47,04	0,97	48	23,52	1,38	17
	13	Allineamento 13 dx	29,6	4x2,3	59,2	0,97	61	29,6	1,38	21
		Allineamento 13 sx	29,6	4x2,3	59,2	0,97	61	29,6	1,38	21

	Bent	Height		long			trasv		
	Text	m		lo = 2*l	ρ	λ = lo/ρ	lo = l	ρ	λ = lo/ρ
CURVA A DX	Allineamento 13 dx	29,6	4x2,3	59,2	0,97	61	29,6	1,38	21
	Allineamento 13 sx	29,6	4x2,3	59,2	0,97	61	29,6	1,38	21
	Allineamento 14 dx	28,72	4x2,3	57,44	0,97	59	28,72	1,38	21
	Allineamento 14 sx	24,15	4x2,3	48,3	0,97	50	24,15	1,38	17
	Allineamento 15dx	9,44	4x2,3	18,88	0,97	19	9,44	1,38	7
	Allineamento 15sx	6,07	4x2,3	12,14	0,97	12	6,07	1,38	4

	Bent	Height		long			trasv		
	Text	m		lo = 2*l	ρ	λ = lo/ρ	lo = 2*l	ρ	λ = lo/ρ
USC	All 31	33,96	2x3,5 var	67,92	0,83	82	67,92	1,25	54
	All 32	29,56	2x3,5 var	59,12	0,84	70	59,12	1,23	48
	All 33	11,06	2x3,5	22,12	0,85	26	22,12	1,25	18
	All 33bis	6,61	2x3,5	13,22	0,85	15	13,22	1,25	11

	Bent	Height		long			trasv		
	Text	m		lo = 2*l	ρ	λ = lo/ρ	lo = 2*l	ρ	λ = lo/ρ
ENTR	All 34	29,81	5x2,8	59,62	1,13	53	59,62	1,73	34
	All 35	13,11	5x2,8	26,22	1,13	23	26,22	1,73	15

A titolo d'esempio si riporta la verifica degli effetti P-Delta per la pila 5dx considerando il sisma creato dal gruppo "gr1" allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e la direzione più critica. Istante per istante si riportano i momenti flettenti

alle estremità della stessa. Nella colonna “effetti P-delta” viene riportata la verifica confrontanto la snellezza λ sopra calcolata con la snellezza limite λ_lim riportata nella colonna precedente. In evidenza i momenti in cui λ è maggiore di λ_lim è pertanto bisogna considerare gli effetti del secondo ordine.

PILA 5dx: SismaGr1 - SLV

PILA 5dx in direz long (M22 = Mlong)

Ned = 30882,14 kN
Ac = 9,85 m^2
fcd = 14000 kN/m^2
Ac*fcd = 137900
ν = 0,223946
λ_long= 76

BASSO		ALTO					
TIME HISTORY DATA		TIME HISTORY DATA					
CASE Sisma Gr1 - SLV		CASE Sisma Gr1 - SLV					
FUNCTION Frame397_5dx_bas: Frame 397 Station 1 Moment 2-		FUNCTION Frame383_5dx_alto: Frame 383 Station 3 Moment 2-					
TIME	FUNCTION Frame397_5d	TIME	FUNCTION Frame383_5d	r_m	c	λ_lim	Effetti P-Δ
0	-838,238	0	-73,4205	0,09	1,61	52,47	SI
0,1	-871,997	0,1	-68,4571	0,08	1,62	52,77	SI
0,2	-787,579	0,2	-79,832	0,10	1,60	52,02	SI
0,3	-386,481	0,3	-112,663	0,29	1,41	45,84	SI
0,4	-48,7997	0,4	-82,4961	0,59	1,11	36,07	SI
0,5	-1622,9	0,5	85,6656	-0,05	1,75	57,04	SI
0,6	-2772,11	0,6	11,30178	0,00	1,70	55,45	SI
0,7	135,2459	0,7	-368,36	-0,37	2,07	67,27	SI
0,8	5326,241	0,8	-240,282	-0,05	1,75	56,79	SI
0,9	8229,135	0,9	490,4064	0,06	1,64	53,38	SI
1	11495,57	1	810,8505	0,07	1,63	53,03	SI
1,1	14933,46	1,1	672,3484	0,05	1,65	53,86	SI
1,2	11434,72	1,2	741,4532	0,06	1,64	53,21	SI
1,3	1647,495	1,3	807,7378	0,49	1,21	39,37	SI
1,4	-3972,41	1,4	-283,165	0,07	1,63	53,00	SI
1,5	-9436,4	1,5	-1326,14	0,14	1,56	50,75	SI
1,6	-21971,2	1,6	-1194,1	0,05	1,65	53,55	SI
1,7	-32023,3	1,7	-1383,23	0,04	1,66	53,92	SI
1,8	-33129,5	1,8	-2004,09	0,06	1,64	53,35	SI
1,9	-27163,2	1,9	-1619,57	0,06	1,64	53,38	SI
2	-14488,1	2	-898,975	0,06	1,64	53,30	SI
2,1	-6342,64	2,1	209,4006	-0,03	1,73	56,40	SI
2,2	3400,428	2,2	-305,927	-0,09	1,79	58,25	SI
2,3	15805,17	2,3	-1226,88	-0,08	1,78	57,85	SI
2,4	8124,412	2,4	972,5015	0,12	1,58	51,43	SI
2,5	-3809,56	2,5	1601,369	-0,42	2,12	69,00	SI
2,6	-8078	2,6	661,1246	-0,08	1,78	57,99	SI
2,7	-8837,88	2,7	-829,383	0,09	1,61	52,27	SI
2,8	-11260,1	2,8	-852,901	0,08	1,62	52,86	SI
2,9	-6631,63	2,9	-364,322	0,05	1,65	53,53	SI
3	4864,624	3	-764,549	-0,16	1,86	60,44	SI
3,1	14236,06	3,1	-531,939	-0,04	1,74	56,54	SI
3,2	16476,16	3,2	941,1165	0,06	1,64	53,46	SI
3,3	16015,78	3,3	2408,773	0,15	1,55	50,43	SI
3,4	22049,96	3,4	2309,685	0,10	1,60	51,91	SI
3,5	30519,84	3,5	1164,451	0,04	1,66	54,08	SI
3,6	28096,33	3,6	779,1717	0,03	1,67	54,42	SI
3,7	17207,81	3,7	875,1312	0,05	1,65	53,67	SI
3,8	11014,02	3,8	-59,4277	-0,01	1,71	55,50	SI
9,1	25555,25	9,1	680,1763	0,03	1,67	54,46	SI
9,2	12331,8	9,2	1027,474	0,08	1,62	52,61	SI
9,3	6537,427	9,3	1115,028	0,17	1,53	49,77	SI
9,4	5822,81	9,4	1202,354	0,21	1,49	48,60	SI
9,5	-1091,73	9,5	1843,84	-0,59	2,29	74,59	SI
9,6	567,8716	9,6	-204,187	-0,36	2,06	67,02	SI
9,7	-663,9	9,7	-1713,01	0,39	1,31	42,71	SI
9,8	-12472,2	9,8	-837,202	0,07	1,63	53,14	SI
9,9	-11676,6	9,9	-1420,07	0,12	1,58	51,36	SI
10	-17019,7	10	-618,901	0,04	1,66	54,14	SI
10,1	-29650,8	10,1	1049,674	-0,04	1,74	56,47	SI
10,2	-19024,6	10,2	-1115,67	0,06	1,64	53,41	SI
10,3	-10768,3	10,3	-527,685	0,05	1,65	53,73	SI
10,4	-6968,53	10,4	-659,36	0,09	1,61	52,24	SI
10,5	-4859,38	10,5	-1718,77	0,35	1,35	43,81	SI
10,6	-5390,92	10,6	-1408,63	0,26	1,44	46,82	SI
10,7	-560,866	10,7	-803,844	0,70	1,00	32,62	SI
10,8	4862,924	10,8	1448,692	0,30	1,40	45,63	SI
10,9	11283,36	10,9	2867,353	0,25	1,45	47,05	SI
11	31725,61	11	1117,657	0,04	1,66	54,18	SI
11,1	47762,54	11,1	710,0129	0,01	1,69	54,84	SI
11,2	44217,82	11,2	1809,638	0,04	1,66	53,99	SI
11,3	30635,15	11,3	1774,896	0,06	1,64	53,44	SI
11,4	8990,7	11,4	1679,896	0,19	1,51	49,24	SI
11,5	-8105,48	11,5	628,1185	-0,08	1,78	57,84	SI
11,6	-25199,9	11,6	1,06134	0,00	1,70	55,32	SI
11,7	-26606,9	11,7	-1095,63	0,04	1,66	53,98	SI
11,8	-18147,8	11,8	-1608,69	0,09	1,61	52,44	SI
11,9	-6096,98	11,9	-1793,23	0,29	1,41	45,75	SI
12	117,8918	12	-1968,25	-0,06	1,76	57,27	SI
12,1	-7292,23	12,1	-309,807	0,04	1,66	53,94	SI
12,2	-19127	12,2	1051,825	-0,05	1,75	57,11	SI
12,3	-25853,8	12,3	110,5025	0,00	1,70	55,46	SI
12,4	-27559,3	12,4	-559,88	0,02	1,68	54,66	SI
12,5	-12668,9	12,5	-2752,27	0,22	1,48	48,25	SI
12,6	3132,624	12,6	-2914,41	-0,93	2,63	85,60	NO
12,7	8166,86	12,7	-525,048	-0,06	1,76	57,41	SI
12,8	10601,85	12,8	294,5965	0,03	1,67	54,42	SI
12,9	3674,074	12,9	2345,176	0,64	1,06	34,55	SI
13	4328,539	13	2832,281	0,65	1,05	34,03	SI
13,1	14692,02	13,1	1212,478	0,08	1,62	52,64	SI
13,2	20372,59	13,2	84,29943	0,00	1,70	55,19	SI
13,3	25456,65	13,3	-1898,11	-0,07	1,77	57,75	SI
13,4	12214,01	13,4	-944,636	-0,08	1,78	57,84	SI
13,5	-11097,4	13,5	1855,354	-0,17	1,87	60,76	SI
13,6	-19071	13,6	684,1458	-0,04	1,74	56,49	SI
13,7	-26744,2	13,7	433,1346	-0,02	1,72	55,85	SI
13,8	-23981,4	13,8	-911,257	0,04	1,66	54,09	SI
13,9	-13664,8	13,9	-2636,44	0,19	1,51	49,04	SI
14	-10132,9	14	-1510,51	0,15	1,55	50,47	SI
14,1	484,3694	14,1	-2029,36	-0,24	1,94	63,09	SI
14,2	-2001,75	14,2	-289,747	0,14	1,56	50,61	SI

3,9	-313,385	3,9	657,4174	-0,48	2,18	70,83	SI
4	-6803,54	4	628,8598	-0,09	1,79	58,33	SI
4,1	-6071,74	4,1	93,91253	-0,02	1,72	55,83	SI
4,2	-1075,26	4,2	383,7377	-0,36	2,06	66,94	SI
4,3	9793,463	4,3	108,3158	0,01	1,69	54,96	SI
4,4	12475,23	4,4	-263,745	-0,02	1,72	56,01	SI
4,5	-2654,76	4,5	68,92593	-0,03	1,73	56,17	SI
4,6	-16669,2	4,6	-753,186	0,05	1,65	53,85	SI
4,7	-25515,3	4,7	-1059,21	0,04	1,66	53,97	SI
4,8	-28642	4,8	-664,065	0,02	1,68	54,57	SI
4,9	-25180,8	4,9	-1126,16	0,04	1,66	53,87	SI
5	-20583	5	-1256,84	0,06	1,64	53,33	SI
5,1	-13368,3	5,1	-1958,3	0,15	1,55	50,55	SI
5,2	-8193,49	5,2	-1773,95	0,22	1,48	48,28	SI
5,3	-6043,86	5,3	-627,994	0,10	1,60	51,94	SI
5,4	-757,782	5,4	-181,792	0,24	1,46	47,52	SI
5,5	8627,807	5,5	639,3418	0,07	1,63	52,91	SI
5,6	20184,9	5,6	1892,632	0,09	1,61	52,27	SI
5,7	31517,32	5,7	2001,98	0,06	1,64	53,25	SI
5,8	34576,97	5,8	2139,268	0,06	1,64	53,31	SI
5,9	30578,19	5,9	1157,248	0,04	1,66	54,09	SI
6	16486,43	6	-72,0119	0,00	1,70	55,46	SI
6,1	-9681,63	6,1	508,9576	-0,05	1,75	57,03	SI
6,2	-24533,8	6,2	-60,7625	0,00	1,70	55,24	SI
6,3	-21342,2	6,3	-1171,52	0,05	1,65	53,54	SI
6,4	-10255,9	6,4	-1284,13	0,13	1,57	51,25	SI
6,5	1906,481	6,5	-1309,16	-0,69	2,39	77,67	NO
6,6	6127,81	6,6	-534,383	-0,09	1,79	58,16	SI
6,7	5828,996	6,7	476,8998	0,08	1,62	52,66	SI
6,8	-1493,77	6,8	1266,619	-0,85	2,55	82,92	NO
6,9	-7573,44	6,9	1413,764	-0,19	1,89	61,40	SI
7	1351,67	7	-152,447	-0,11	1,81	58,99	SI
7,1	12786,33	7,1	-1291,16	-0,10	1,80	58,61	SI
7,2	9039,963	7,2	-349,251	-0,04	1,74	56,58	SI
7,3	6256,237	7,3	281,7491	0,05	1,65	53,86	SI
7,4	9408,253	7,4	782,0645	0,08	1,62	52,62	SI
7,5	9109,078	7,5	1668,881	0,18	1,52	49,36	SI
7,6	9034,623	7,6	1644,36	0,18	1,52	49,40	SI
7,7	9591,679	7,7	506,4886	0,05	1,65	53,60	SI
7,8	4887,413	7,8	-1016,53	-0,21	1,91	62,09	SI
7,9	-8162,59	7,9	-918,512	0,11	1,59	51,66	SI
8	-15780,5	8	-821,534	0,05	1,65	53,63	SI
8,1	-17598,3	8,1	-369,736	0,02	1,68	54,64	SI
8,2	-10805,2	8,2	-144,429	0,01	1,69	54,89	SI
8,3	-7254,25	8,3	-2,96851	0,00	1,70	55,31	SI
8,4	-7176,39	8,4	-466,098	0,06	1,64	53,21	SI
8,5	-6157,54	8,5	-1017,85	0,17	1,53	49,94	SI
8,6	-5223,22	8,6	-444,954	0,09	1,61	52,55	SI
8,7	-4928,33	8,7	1362,646	-0,28	1,98	64,32	SI
8,8	14111,29	8,8	602,1272	0,04	1,66	53,93	SI
8,9	29352,71	8,9	583,8669	0,02	1,68	54,67	SI
9	28859,27	9	1619,383	0,06	1,64	53,50	SI

14,3	-9594,58	14,3	2632,476	-0,27	1,97	64,25	SI
14,4	6058,526	14,4	1233,304	0,20	1,50	48,70	SI
14,5	18563,37	14,5	936,8856	0,05	1,65	53,68	SI
14,6	26989,85	14,6	156,2378	0,01	1,69	55,13	SI
14,7	22523,33	14,7	-920,743	-0,04	1,74	56,65	SI
14,8	-1556,98	14,8	-545,064	0,35	1,35	43,93	SI
14,9	-26805,5	14,9	-882,04	0,03	1,67	54,25	SI
15	-45717,7	15	-673,763	0,01	1,69	54,84	SI
15,1	-48473,9	15,1	-631,73	0,01	1,69	54,90	SI
15,2	-25037,7	15,2	-2693,26	0,11	1,59	51,82	SI
15,3	-1550,98	15,3	-2667,5	0,58	1,12	36,40	SI
15,4	12074,6	15,4	-1197,12	-0,10	1,80	58,55	SI
15,5	22882,18	15,5	519,3186	0,02	1,68	54,58	SI
15,6	22720,47	15,6	3095,764	0,14	1,56	50,89	SI
15,7	25239,01	15,7	3196,619	0,13	1,57	51,20	SI
15,8	34784,69	15,8	3494,809	0,10	1,60	52,05	SI
15,9	56432,82	15,9	2152,332	0,04	1,66	54,08	SI
16	64022,1	16	1985,638	0,03	1,67	54,31	SI
16,1	53769,82	16,1	1559,338	0,03	1,67	54,38	SI
16,2	25509,76	16,2	2077,597	0,08	1,62	52,67	SI
16,3	-13252	16,3	2652,744	-0,20	1,90	61,84	SI
16,4	-36811,9	16,4	705,0113	-0,02	1,72	55,95	SI
16,5	-41445,3	16,5	-1669,3	0,04	1,66	54,01	SI
16,6	-33361,2	16,6	-3225,04	0,10	1,60	52,18	SI
16,7	-28518,5	16,7	-4528,53	0,16	1,54	50,15	SI
16,8	-33929,9	16,8	-4159,84	0,12	1,58	51,33	SI
16,9	-43697,5	16,9	-2649,58	0,06	1,64	53,35	SI
17	-42831,1	17	-1613,77	0,04	1,66	54,10	SI
17,1	-40396,1	17,1	121,6134	0,00	1,70	55,42	SI
17,2	-27441,9	17,2	739,81	-0,03	1,73	56,20	SI
17,3	4285,519	17,3	-1475,69	-0,34	2,04	66,53	SI
17,4	27046,69	17,4	-2280,21	-0,08	1,78	58,07	SI
17,5	25417,26	17,5	-910,83	-0,04	1,74	56,49	SI
17,6	6106,448	17,6	543,3743	0,09	1,61	52,43	SI
17,7	-4969,87	17,7	1110,878	-0,22	1,92	62,60	SI
17,8	-6036,4	17,8	1445,151	-0,24	1,94	63,11	SI
17,9	-4379,08	17,9	1547,629	-0,35	2,05	66,82	SI
18	2509,099	18	1409,946	0,56	1,14	37,04	SI
18,1	16674	18,1	-851,48	-0,05	1,75	56,98	SI
18,2	20795,97	18,2	-996,301	-0,05	1,75	56,88	SI
18,3	18212,25	18,3	-202,933	-0,01	1,71	55,68	SI
18,4	14171,93	18,4	538,5657	0,04	1,66	54,09	SI
18,5	3628,319	18,5	2475,305	0,68	1,02	33,12	SI
18,6	2520,374	18,6	1797,766	0,71	0,99	32,11	SI
18,7	1161,036	18,7	1086,253	0,94	0,76	24,88	SI
18,8	6289,213	18,8	-281,608	-0,04	1,74	56,78	SI
18,9	7267,033	18,9	-1929,94	-0,27	1,97	63,96	SI
19	-4580,73	19	-1423,13	0,31	1,39	45,21	SI
19,1	-17626,4	19,1	-1320,47	0,07	1,63	52,88	SI
19,2	-23340,4	19,2	-1040,6	0,04	1,66	53,87	SI
19,3	-15710,7	19,3	362,7832	-0,02	1,72	56,07	SI
19,4	1019,265	19,4	1215,048	0,84	0,86	28,02	SI

19,5	16943,58	19,5	1628,135	0,10	1,60	52,19	SI
19,6	21171,46	19,6	1548,281	0,07	1,63	52,94	SI
19,7	18266,88	19,7	-1065,51	-0,06	1,76	57,22	SI
19,8	-3671,41	19,8	-1661,17	0,45	1,25	40,60	SI
19,9	-30684	19,9	-739,778	0,02	1,68	54,54	SI
20	-39046,8	20	-744,484	0,02	1,68	54,70	SI
20,1	-31843,1	20,1	-530,07	0,02	1,68	54,78	SI
20,2	-9543,67	20,2	-1387,53	0,15	1,55	50,59	SI
20,3	10279,21	20,3	-1816,59	-0,18	1,88	61,07	SI
20,4	13425,65	20,4	-506,09	-0,04	1,74	56,55	SI
20,5	10978,15	20,5	64,55673	0,01	1,69	55,13	SI
20,6	7007,516	20,6	754,4729	0,11	1,59	51,82	SI
20,7	-3058,2	20,7	1520,64	-0,50	2,20	71,50	SI
20,8	-7432,01	20,8	1074,538	-0,14	1,84	60,03	SI
20,9	-4411,07	20,9	227,2108	-0,05	1,75	57,00	SI
21	4407,09	21	-1232,38	-0,28	1,98	64,42	SI
21,1	10270,15	21,1	-1441,49	-0,14	1,84	59,89	SI
21,2	10345,51	21,2	-152,42	-0,01	1,71	55,80	SI
21,3	5593,398	21,3	961,4219	0,17	1,53	49,73	SI
21,4	-4339,49	21,4	2382,858	-0,55	2,25	73,19	SI
21,5	-1734,97	21,5	1343,602	-0,77	2,47	80,52	NO
21,6	5726,709	21,6	-234,428	-0,04	1,74	56,65	SI
21,7	10823,8	21,7	-732,257	-0,07	1,77	57,52	SI
21,8	9016,728	21,8	-1428,41	-0,16	1,86	60,48	SI
21,9	-6711,49	21,9	-591,866	0,09	1,61	52,45	SI
22	-21566,3	22	-233,451	0,01	1,69	54,97	SI
22,1	-25684,8	22,1	37,92969	0,00	1,70	55,37	SI
22,2	-19373,4	22,2	464,8346	-0,02	1,72	56,10	SI
22,3	-4022,71	22,3	-638,213	0,16	1,54	50,16	SI
22,4	10154,99	22,4	-1244,56	-0,12	1,82	59,31	SI
22,5	17154,64	22,5	-735,897	-0,04	1,74	56,72	SI
22,6	18597,43	22,6	-374,97	-0,02	1,72	55,98	SI
22,7	9701,563	22,7	791,7592	0,08	1,62	52,67	SI
22,8	2932,803	22,8	1985,287	0,68	1,02	33,29	SI
22,9	1086,23	22,9	1778,526	0,61	1,09	35,45	SI
23	2229,351	23	1198,259	0,54	1,16	37,83	SI
23,1	9499,6	23,1	-1075,85	-0,11	1,81	59,01	SI
23,2	4895,402	23,2	-1663,92	-0,34	2,04	66,38	SI
23,3	-4822,07	23,3	-1091,94	0,23	1,47	47,95	SI
23,4	-11251,2	23,4	-928,805	0,08	1,62	52,64	SI
23,5	-19789,3	23,5	704,0075	-0,04	1,74	56,48	SI
23,6	-14781,3	23,6	928,7227	-0,06	1,76	57,37	SI
23,7	880,7994	23,7	44,38253	0,05	1,65	53,68	SI
23,8	9444,999	23,8	265,4957	0,03	1,67	54,41	SI
23,9	17799,24	23,9	-663,56	-0,04	1,74	56,54	SI
24	18352,63	24	-933,58	-0,05	1,75	56,98	SI
24,1	6074,109	24,1	586,3463	0,10	1,60	52,18	SI
24,2	-6104,02	24,2	1083,209	-0,18	1,88	61,10	SI
24,3	-11434,8	24,3	893,4651	-0,08	1,78	57,86	SI
24,4	-9125,19	24,4	461,1057	-0,05	1,75	56,97	SI
24,5	-3263,75	24,5	-612,724	0,19	1,51	49,21	SI
24,6	510,7288	24,6	-1028,22	-0,50	2,20	71,49	SI

24,7	1903,478	24,7	-1507,08	-0,79	2,49	81,09	NO
24,8	-3643,32	24,8	-566,62	0,16	1,54	50,26	SI
24,9	-9517,52	24,9	598,4109	-0,06	1,76	57,37	SI
25	-8036,88	25	696,5937	-0,09	1,79	58,14	SI
25,1	-1766,68	25,1	977,6116	-0,55	2,25	73,33	SI
25,2	9236,829	25,2	153,5588	0,02	1,68	54,78	SI
25,3	15620,11	25,3	-309,023	-0,02	1,72	55,97	SI
25,4	13114,91	25,4	-307,828	-0,02	1,72	56,09	SI
25,5	6269,028	25,5	-446,259	-0,07	1,77	57,64	SI
25,6	-4280,04	25,6	321,1534	-0,08	1,78	57,76	SI
25,7	-11917,5	25,7	757,0589	-0,06	1,76	57,39	SI
25,8	-10772,5	25,8	309,3827	-0,03	1,73	56,26	SI
25,9	-3617,09	25,9	-76,4029	0,02	1,68	54,63	SI
26	4946,784	26	-801,695	-0,16	1,86	60,60	SI

4.8.3 Risultati analisi modale

Si riportano di seguito i risultati dell'analisi modale della struttura di progetto: impalcato nuovo, isolatori elastomerici e sottostruttura originaria con i rinforzi alle pile di 20 cm.

Come si potrà notare il primo modo di vibrare è caratterizzato da un perido pari a 2,40 sec e per considerare i modi con massa partecipante significativa come prescrive l'NTC al punto 7.3.3.1 (tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%) sarà opportuno considerare 124 modi di vibrare.

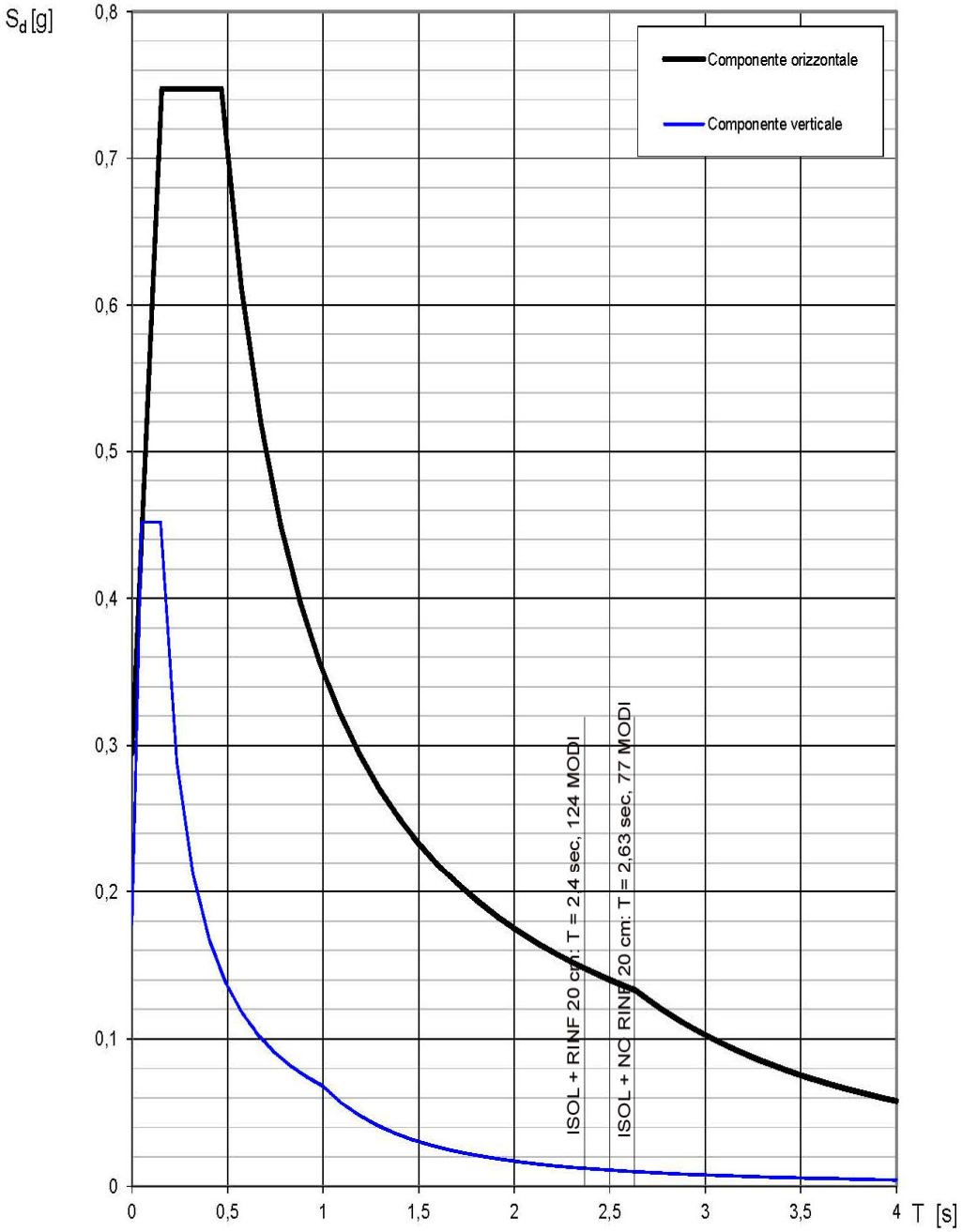
TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODALE	Mode	1	2,399117	0,45815	0,0096	6,22E-10	0,45815	0,00962	2,844E-08	2,844E-08
MODALE	Mode	2	2,258142	0,15215	0,0667	2,61E-07	0,6103	0,07632	0,01812	0,01812
MODALE	Mode	3	2,209806	0,01322	0,2003	3,11E-08	0,62352	0,27657	0,04545	0,06357
MODALE	Mode	4	2,14474	0,00077	0,0039	2,85E-07	0,62429	0,28051	0,00034	0,06391
MODALE	Mode	5	2,127763	0,03215	0,2697	1,77E-11	0,65644	0,55022	0,40722	0,47114
MODALE	Mode	6	2,107688	0,0034	0,0169	2,13E-07	0,65984	0,56709	0,00014	0,47127
MODALE	Mode	7	2,100986	0,01515	0,009	3,2E-07	0,675	0,57604	0,00848	0,47975
MODALE	Mode	8	2,09208	0,00022	0,001	5,99E-09	0,67522	0,57706	0,00204	0,48179
MODALE	Mode	9	2,075858	1,07E-05	0,0019	1,31E-08	0,67523	0,57898	0,00571	0,4875
MODALE	Mode	10	2,064486	0,01669	0,0308	1,37E-08	0,69193	0,60974	0,13004	0,61754
MODALE	Mode	11	2,031738	4,73E-05	0,0109	3,41E-08	0,69197	0,62065	0,03264	0,65017
MODALE	Mode	12	2,008262	0,00386	0,0071	3,06E-10	0,69583	0,62779	0,02756	0,67774
MODALE	Mode	13	1,891595	0,00382	0,003	1,43E-07	0,69965	0,63083	0,00113	0,67886
MODALE	Mode	14	1,845367	9,25E-05	0,0002	1,66E-08	0,69974	0,63103	0,00836	0,68722
MODALE	Mode	15	1,80465	6,61E-07	2E-05	3,7E-11	0,69974	0,63104	0,00001645	0,68724
MODALE	Mode	16	1,754014	0,00241	0,0047	9,77E-08	0,70215	0,63569	0,00102	0,68825
MODALE	Mode	17	1,614358	0,00796	0,0049	1,27E-08	0,71011	0,64057	0,0015	0,68975
MODALE	Mode	18	1,514659	0,00019	0,0023	2,09E-07	0,7103	0,64289	0,00973	0,69948
MODALE	Mode	19	1,513769	0,00492	0,0093	4,35E-07	0,71522	0,65222	0,00027	0,69975
MODALE	Mode	20	1,492582	7,03E-05	0,0007	7,46E-08	0,71529	0,65291	0,00282	0,70256
MODALE	Mode	21	1,443523	0,00164	0,0002	1,45E-08	0,71694	0,65313	0,00023	0,70279
MODALE	Mode	22	1,431539	0,00022	0,0063	1,29E-08	0,71715	0,65947	0,00016	0,70295
MODALE	Mode	23	1,429355	9,03E-06	0,0013	4,94E-08	0,71716	0,66074	0,00003076	0,70298
MODALE	Mode	24	1,423752	0,01031	0,0004	3,36E-08	0,72747	0,66112	0,00022	0,7032
MODALE	Mode	25	1,422916	0,00029	0,0069	2,5E-11	0,72777	0,66805	0,00002773	0,70323
MODALE	Mode	26	1,420633	1,83E-05	0,0076	2,5E-10	0,72778	0,67565	0,00044	0,70367
MODALE	Mode	27	1,420195	0,00806	4E-10	1,95E-09	0,73584	0,67565	0,00098	0,70465
MODALE	Mode	28	1,420178	0,00291	0,0001	3,01E-09	0,73876	0,67577	0,00006335	0,70471
MODALE	Mode	29	1,41779	0,00455	7E-09	3,72E-09	0,74331	0,67577	0,00036	0,70508
MODALE	Mode	30	1,415984	0,0001	0,0043	6,91E-09	0,74341	0,6801	0,00018	0,70526
MODALE	Mode	31	1,256093	0,00057	0,006	1,85E-08	0,74398	0,68613	0,00851	0,71377
MODALE	Mode	32	1,237516	1,52E-05	0,0002	2,37E-09	0,74399	0,68629	0,00021	0,71398
MODALE	Mode	33	0,988927	1,52E-05	0,0007	9,37E-07	0,74401	0,68697	0,00007492	0,71405
MODALE	Mode	34	0,8735	9,82E-06	8E-07	2,57E-07	0,74402	0,68697	5,021E-07	0,71405
MODALE	Mode	35	0,859233	1,08E-05	0,0004	1,18E-05	0,74403	0,68737	0,00003428	0,71409
MODALE	Mode	36	0,825843	5,55E-09	9E-08	2,61E-11	0,74403	0,68737	0,000002025	0,71409
MODALE	Mode	37	0,823021	3,13E-07	8E-06	2,98E-08	0,74403	0,68738	0,000003759	0,71409
MODALE	Mode	38	0,817599	6,83E-06	1E-05	3,28E-07	0,74403	0,68739	0,000005357	0,7141
MODALE	Mode	39	0,816091	2,32E-08	5E-06	4,32E-11	0,74403	0,68739	0,000003437	0,7141
MODALE	Mode	40	0,805842	1,46E-06	5E-06	4,11E-09	0,74404	0,6874	0,000005766	0,71411
MODALE	Mode	41	0,799152	0,00829	0,0002	3,54E-06	0,75232	0,68762	2,545E-07	0,71411
MODALE	Mode	42	0,758064	0,00107	0,0005	7,45E-07	0,75339	0,68809	0,00018	0,71429
MODALE	Mode	43	0,744194	0,01231	7E-06	3,59E-07	0,7657	0,6881	0,00012	0,71441
MODALE	Mode	44	0,668937	8,3E-07	5E-10	1,75E-07	0,7657	0,6881	0,00006676	0,71448
MODALE	Mode	45	0,665704	1E-07	3E-08	1,65E-08	0,7657	0,6881	0,00000413	0,71448
MODALE	Mode	46	0,637941	9E-07	2E-07	0,00303	0,7657	0,6881	3,326E-07	0,71448
MODALE	Mode	47	0,604183	0,00126	5E-06	3,32E-07	0,76696	0,6881	0,00001052	0,71449
MODALE	Mode	48	0,602541	0,02376	0,0013	2,17E-07	0,79072	0,68944	0,00084	0,71533
MODALE	Mode	49	0,602239	0,00206	0,0015	8,59E-08	0,79278	0,69091	0,00039	0,71572
MODALE	Mode	50	0,582251	1,63E-05	6E-06	0,00325	0,7928	0,69092	1,358E-08	0,71572
MODALE	Mode	51	0,536651	0,0035	0,0004	0,00051	0,7963	0,69131	0,00005016	0,71577
MODALE	Mode	52	0,53308	0,00015	6E-05	0,00071	0,79644	0,69137	0,00004871	0,71582
MODALE	Mode	53	0,528546	0,00125	0,0036	0,00016	0,79769	0,69494	0,00024	0,71606
MODALE	Mode	54	0,526843	0,01154	0,0003	6,34E-05	0,80923	0,69525	0,00022	0,71629
MODALE	Mode	55	0,52026	0,00012	2E-05	0,00158	0,80935	0,69527	0,000002768	0,71629
MODALE	Mode	56	0,516213	0,00147	8E-05	0,00163	0,81082	0,69535	0,000007682	0,7163
MODALE	Mode	57	0,514391	0,00375	0,0002	0,00032	0,81457	0,69551	0,00001208	0,71631
MODALE	Mode	58	0,504204	0,00746	0,001	5,43E-05	0,82203	0,69651	0,0002	0,71651
MODALE	Mode	59	0,494251	4,92E-05	7E-06	0,00187	0,82208	0,69652	0,000001656	0,71651
MODALE	Mode	60	0,485374	0,00011	1E-05	2,27E-06	0,82219	0,69653	0,000003177	0,71652
MODALE	Mode	61	0,484737	0,0001	1E-05	7,95E-08	0,82229	0,69654	0,000001503	0,71652
MODALE	Mode	62	0,469722	1,14E-05	5E-05	0,00376	0,8223	0,69659	0,000005217	0,71652
MODALE	Mode	63	0,457583	9,23E-05	1E-05	0,00097	0,8224	0,6966	7,919E-07	0,71652

MODALE	Mode	64	0,45446	0,00805	0,0011	5,69E-06	0,83044	0,69771	0,00023	0,71675
MODALE	Mode	65	0,446646	3,44E-07	6E-07	0,00079	0,83044	0,69771	0,000004658	0,71675
MODALE	Mode	66	0,435536	0,00157	0,0017	5,65E-06	0,83202	0,6994	0,00002235	0,71678
MODALE	Mode	67	0,432069	5,66E-05	0,0001	0,00015	0,83207	0,6995	0,00006838	0,71684
MODALE	Mode	68	0,418717	3,85E-06	1E-06	0,00884	0,83208	0,69951	0,000000761	0,71685
MODALE	Mode	69	0,418221	9,71E-09	6E-06	0,00041	0,83208	0,69951	0,0000082	0,71685
MODALE	Mode	70	0,412245	3,02E-06	8E-05	2,68E-07	0,83208	0,69959	0,00013	0,71698
MODALE	Mode	71	0,411363	3,95E-07	1E-05	3,82E-08	0,83208	0,6996	0,00002075	0,717
MODALE	Mode	72	0,410095	0,00769	0,001	0,00016	0,83977	0,70064	0,00016	0,71717
MODALE	Mode	73	0,41007	4,23E-05	0,0003	4,43E-05	0,83981	0,70092	0,00006268	0,71723
MODALE	Mode	74	0,407576	0,00914	0,0013	7,36E-05	0,84895	0,70217	0,00026	0,71749
MODALE	Mode	75	0,394312	0,00042	0,0209	1,17E-05	0,84938	0,72307	0,0087	0,72618
MODALE	Mode	76	0,372613	0,00712	0,0004	0,00139	0,8565	0,72348	0,00014	0,72633
MODALE	Mode	77	0,370209	4,23E-06	0,0007	0,00145	0,8565	0,72417	0,00023	0,72655
MODALE	Mode	78	0,361204	0,00036	0,0084	0,00078	0,85686	0,73252	0,00033	0,72689
MODALE	Mode	79	0,359636	0,00864	0,0012	1,75E-06	0,8655	0,7337	0,00024	0,72713
MODALE	Mode	80	0,359496	9,28E-08	2E-06	2,75E-07	0,8655	0,7337	0,00001898	0,72715
MODALE	Mode	81	0,359103	4,75E-05	0,0207	2,71E-06	0,86555	0,75445	0,00547	0,73262
MODALE	Mode	82	0,351872	2,17E-05	7E-06	3,13E-07	0,86557	0,75445	0,000001508	0,73262
MODALE	Mode	83	0,351525	1,99E-06	8E-07	1,09E-05	0,86557	0,75445	5,788E-08	0,73262
MODALE	Mode	84	0,342817	6,56E-06	9E-06	2,88E-05	0,86558	0,75446	0,000001969	0,73262
MODALE	Mode	85	0,340481	0,00037	0,0005	0,00201	0,86595	0,75499	0,00023	0,73285
MODALE	Mode	86	0,330612	2,44E-06	3E-08	0,01479	0,86595	0,75499	7,371E-07	0,73285
MODALE	Mode	87	0,314367	8,5E-06	2E-07	1,13E-07	0,86596	0,75499	0,00003428	0,73289
MODALE	Mode	88	0,313812	0,00873	0,0012	4,05E-06	0,87469	0,75619	0,00025	0,73313
MODALE	Mode	89	0,313457	2,35E-06	4E-06	1,11E-07	0,87469	0,7562	0,00002829	0,73316
MODALE	Mode	90	0,311049	3,6E-05	5E-07	0,00023	0,87473	0,7562	0,000009913	0,73317
MODALE	Mode	91	0,308997	1,15E-05	0,0002	0,00539	0,87474	0,75635	0,00039	0,73357
MODALE	Mode	92	0,306482	7,7E-07	4E-06	0,00931	0,87474	0,75635	0,000002066	0,73357
MODALE	Mode	93	0,30097	7,49E-06	0,0004	0,00652	0,87475	0,75678	0,001	0,73457
MODALE	Mode	94	0,299047	2,14E-05	7E-05	0,01297	0,87477	0,75685	0,00008883	0,73466
MODALE	Mode	95	0,298706	4,08E-08	2E-07	2,17E-06	0,87477	0,75685	0,000008836	0,73467
MODALE	Mode	96	0,298106	5,67E-06	0,0001	0,00675	0,87478	0,75699	0,00015	0,73483

MODALE	Mode	97	0,297814	6,68E-05	7E-06	5,29E-09	0,87484	0,75699	0,00000119	0,73483
MODALE	Mode	98	0,286449	3,22E-07	3E-06	3,17E-05	0,87484	0,75699	0,000000402	0,73483
MODALE	Mode	99	0,285898	0,00019	0,0065	0,0022	0,87503	0,76347	0,00077	0,7356
MODALE	Mode	100	0,283247	0,00044	0,0001	0,00487	0,87547	0,76359	0,000002335	0,7356
MODALE	Mode	101	0,282925	2,86E-05	0,0004	0,00039	0,8755	0,76399	0,00014	0,73574
MODALE	Mode	102	0,279926	0,00102	0,0101	3,28E-05	0,87652	0,77406	0,01801	0,75375
MODALE	Mode	103	0,278807	2,47E-06	6E-08	0,00014	0,87652	0,77406	0,00036	0,75412
MODALE	Mode	104	0,278662	5,1E-05	6E-05	0,00108	0,87657	0,77413	0,00378	0,75789
MODALE	Mode	105	0,277589	0,00173	0,0058	5,18E-08	0,8783	0,77993	0,000001408	0,75789
MODALE	Mode	106	0,277518	0,00046	0,0147	1,62E-05	0,87876	0,79465	0,01091	0,7688
MODALE	Mode	107	0,276731	0,0001	0,0019	0,01216	0,87887	0,79655	0,00415	0,77295
MODALE	Mode	108	0,274811	0,00073	0,0181	0,00347	0,8796	0,81468	0,00247	0,77542
MODALE	Mode	109	0,26983	2,67E-12	4E-09	8,32E-08	0,8796	0,81468	0,000004617	0,77542
MODALE	Mode	110	0,268995	9,87E-05	4E-06	2,15E-06	0,8797	0,81469	0,000009284	0,77543
MODALE	Mode	111	0,26368	2,38E-05	0,0022	0,05363	0,87972	0,81692	0,00043	0,77586
MODALE	Mode	112	0,261367	1,29E-05	2E-05	0,00026	0,87973	0,81695	0,000009901	0,77587
MODALE	Mode	113	0,260072	1,97E-06	5E-05	7,07E-05	0,87974	0,81699	0,00001735	0,77589
MODALE	Mode	114	0,255918	1,53E-05	7E-06	0,04576	0,87975	0,817	4,838E-07	0,77589
MODALE	Mode	115	0,255097	2,85E-05	0,0009	0,00604	0,87978	0,81794	0,00014	0,77603
MODALE	Mode	116	0,251929	1,06E-07	8E-07	1,63E-07	0,87978	0,81794	0,000001472	0,77603
MODALE	Mode	117	0,245678	0,00164	0,0119	0,00018	0,88142	0,82985	0,01016	0,78619
MODALE	Mode	118	0,245	0,00035	0,0145	0,00011	0,88178	0,84431	0,03931	0,8255
MODALE	Mode	119	0,239027	4,05E-06	2E-05	0,11399	0,88178	0,84433	2,883E-09	0,8255
MODALE	Mode	120	0,237868	3,26E-07	1E-06	0,03955	0,88178	0,84433	0,00008742	0,82559
MODALE	Mode	121	0,235536	3,22E-07	2E-06	5,79E-05	0,88178	0,84433	0,00002429	0,82561
MODALE	Mode	122	0,232323	1,47E-09	1E-08	5,35E-08	0,88178	0,84433	0,000004216	0,82562
MODALE	Mode	123	0,231191	3,8E-07	6E-05	0,00719	0,88178	0,84439	0,00001432	0,82563
MODALE	Mode	124	0,218262	0,00145	0,0105	4,92E-06	0,88324	0,85487	0,01998	0,84561
MODALE	Mode	125	0,213859	1,1E-08	8E-08	1,02E-09	0,88324	0,85487	0,000006152	0,84562
MODALE	Mode	126	0,195809	0,00136	0,011	1,43E-06	0,8846	0,86591	0,02471	0,87033
MODALE	Mode	127	0,195262	1,18E-07	1E-06	2,09E-10	0,8846	0,86591	0,00001553	0,87035
MODALE	Mode	128	0,195005	1,03E-06	3E-06	0,00337	0,8846	0,86592	1,933E-07	0,87035
MODALE	Mode	129	0,192606	0,00159	0,0115	2,9E-07	0,88619	0,87744	0,01849	0,88884

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



4.8.4 Sollecitazioni pile sezione di base

Nella seguente tabella sono riportati i valori delle caratteristiche della sollecitazione più sfavorevoli, alla base delle pile. Si ricorda che essi derivano da un'analisi *time history ad integrazione diretta*, considerando gli effetti P-Δ e un rinforzo per le pile di 20 cm. Questi dati sono stati determinati partendo da quelli forniti dal programma di calcolo, considerando i massimi momenti in valore assoluto e la minima compressione (o se è presente la massima trazione) per gli sforzi normali.

									+ =	compress	
									- =	traz	
										asse trasv	asse long
			TABLE: Bridge Bent Definitions 2 - Column Data						N	Mf_long	Mf_trasv
			Bent	ColNum	Section	Distance	Height		F1	M2	M3
			Text	Text	Text	m	m		KN	KN-m	KN-m
CURVA A SX		1	Allineamento 1 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	12,63		3479	40040	22352
			Allineamento 1 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	12,63		2905	35867	23206
		2	Allineamento 2 dx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	8,25	30,78		-2864	59037	75444
			Allineamento 2 sx	1	Pila tipo 2 - 4x2,3	5,2	30,78		-1365	35580	39922
		3	Allineamento 3 dx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	8,25	33,4		1744	55572	74490
			Allineamento 3 sx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	6,45	33,4		-137	55388	75851
		4	Allineamento 4 dx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	8,25	40,25		-1752	59753	70028
			Allineamento 4 sx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	6,45	40,25		2357	61649	61536
		5	Allineamento 5 dx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	8,25	42,97		-714	68139	60184
			Allineamento 5 sx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	6,45	42,97		3343	67047	71105
	RETTILINEO	6	Allineamento 6 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	29,69		-2657	56429	36777
			Allineamento 6 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	29,69		251	53805	36227
		7	Allineamento 7 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	27,28		-1081	41754	30672
			Allineamento 7 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	27,28		-664	41818	32125
		8	Allineamento 8 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	19,32		-742	35999	33086
			Allineamento 8 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	19,32		239	37583	34091
		9	Allineamento 9 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	21,37		-689	41778	38389
			Allineamento 9 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	21,37		-196	42625	39495
		10	Allineamento 10 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	23,42		-1014	46165	37372
			Allineamento 10 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	23,42		1623	45984	41915
		11	Allineamento 11 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	25,47		-650	43582	27842
			Allineamento 11 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	25,47		250	41865	28814
		12	Allineamento 12 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	23,52		1137	44510	41214
			Allineamento 12 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	23,52		711	43861	37757
CURVA A DX		13	Allineamento 13 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	29,6		-558	45922	37002
			Allineamento 13 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	29,6		-3034	45584	38894
		14	Allineamento 14 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	28,72		2903	29983	37465
			Allineamento 14 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	24,15		-424	36364	42594
		15	Allineamento 15dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,7	9,44		1005	31948	35236
			Allineamento 15sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,7	6,07		2417	17740	36525
	RAMPA USCITA		All 31	1	Pila 31 variabile	2,8	33,96		-1478	32947	43718
			All 32	1	Pila 32 variabile	2,8	29,56		-803	30147	53754
			All 33	1	Pila tipo 3alto - 2x3,5	2,8	11,06		-2198	18306	25150
			All 33bis	1	Pila tipo 3alto - 2x3,5	2,8	6,61		-1365	10030	18522
	RAMP A ENTR		All 34	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	2,8	29,81		-4159	47169	77380
			All 35	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	2,8	13,11		-3876	45813	74128

Nella tabella seguente invece sono riportati un secondo insieme di valori delle caratteristiche della sollecitazione, sempre più sfavorevoli e alla base delle pile. Essi

sono derivati da quelli sopra e raggruppati per geometria, altezza e gruppi di materiali. Questi dati, raccolti sempre considerando i massimi momenti in valore assoluto e la minima compressione (o la trazione se è presente) per gli sforzi normali, saranno utilizzati per la verifica dei rinforzi.

									+ =	compress		
									- =	traz		
										asse trasv	asse long	
			TABLE: Bridge Bent Definitions 2 - Column Data						N	Mf_long	Mf_trasv	
			Bent	ColNum	Section	Distance	Height		F1	M2	M3	
			Text	Text	Text	m	m		KN	KN-m	KN-m	
CURVA A SX		1	Allineamento 1 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	12,63	gr2	2900	40100	23500	
			Allineamento 1 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	12,63					
		2	Allineamento 2 dx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	8,25	30,78		-2900	69000	76000	
			Allineamento 2 sx	1	Pila tipo 2 - 4x2,3	5,2	30,78		-1400	36000	40000	
		3	Allineamento 3 dx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	8,25	33,4	gr1				
			Allineamento 3 sx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	6,45	33,4					
		4	Allineamento 4 dx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	8,25	40,25	gr2	-2900	69000	76000	
			Allineamento 4 sx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	6,45	40,25					
		5	Allineamento 5 dx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	8,25	42,97					
			Allineamento 5 sx	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	6,45	42,97					
	RETTILINEO	6	Allineamento 6 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	29,69	gr4	-2700	57000	37000	
			Allineamento 6 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	29,69					
		7	Allineamento 7 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	27,28	gr2				
			Allineamento 7 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	27,28					
		8	Allineamento 8 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	19,32	gr1	-1100	43000	40000	
			Allineamento 8 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	19,32					
		9	Allineamento 9 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	21,37					
			Allineamento 9 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	21,37					
		10	Allineamento 10 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	23,42					
			Allineamento 10 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	23,42					
		11	Allineamento 11 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	25,47	gr3	-3100	46500	42000	
			Allineamento 11 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	25,47					
		12	Allineamento 12 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	23,52					
			Allineamento 12 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	23,52					
CURVA A DX		13	Allineamento 13 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	29,6					
			Allineamento 13 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	29,6					
		14	Allineamento 14 dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	7	28,72		-500	37000	43000	
			Allineamento 14 sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,2	24,15					
		15	Allineamento 15dx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,7	9,44	gr2				
			Allineamento 15sx	1	Pila tipo 1 - 4x2,3	5,7	6,07					
	RAMPA USCITA		All 31	1	Pila 31 variabile	2,8	33,96	gr3	-1500	33000	54000	
			All 32	1	Pila 32 variabile	2,8	29,56					
			All 33	1	Pila tipo 3alto - 2x3,5	2,8	11,06	gr4	-2200	19000	25500	
			All 33bis	1	Pila tipo 3alto - 2x3,5	2,8	6,61					
	RAMP A ENTR		All 34	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	2,8	29,81	gr3	-4200	46000	78000	
			All 35	1	Pila tipo 2 - 5x2,8	2,8	13,11					

In particolare, per il telaio di riferimento (allineamento 5), si riportano, per le sezioni di base, lo sforzo normale ed i momenti flettenti ad ogni passo. In evidenza sono rappresentati i valori massimi per ogni gruppo. Il nodo 473 rappresenta la base della pila di dx mentre il nodo 2129 quella della pila di sx.

SAP2000 v14.0.0 File: VIADOTTO S.ANTONIO 34LIN - RINF PILE 20 CM KN, m, C Units PAGE 1
1/26/16 11.19.24

Hewlett-Packard

TIME HISTORY DATA

CASE Sisma Gr1 - SLV
FUNCTION Joint473-F1: Joint 473 Spring Force U1
FUNCTION Joint473-M3: Joint 473 Spring Mom R3
FUNCTION Joint473-M2: Joint 473 Spring Mom R2

TIME	FUNCTION Joint473-F1	FUNCTION Joint473-M2	FUNCTION Joint473-M3
0	17603,3007	-852,26877	-1857,9461
0,1	17613,4925	-884,17154	-1615,1704
0,2	17517,2323	-797,85281	-291,05835
0,3	17408,3276	-399,2665	-186,47113
0,4	17209,1726	-70,48956	42,36829
0,5	17187,8185	-1643,6117	-785,50773
0,6	17944,776	-2773,0729	-7253,813
0,7	19257,1288	127,55809	-11677,927
0,8	19032,5785	5317,89631	-13121,867
0,9	18669,4914	8215,52059	-3179,606
1	16875,9893	11486,0791	4551,88476
1,1	16317,7866	14930,4402	-434,71956
1,2	17116,2473	11542,1215	7894,49497
1,3	17248,6099	1885,1419	454,26129
1,4	19578,0031	-3734,87	-16018,617
1,5	20720,4446	-9244,61	-20454,784
1,6	19321,9212	-21969,409	-20556,45
1,7	19111,0609	-32328,74	787,83095
1,8	16796,3052	-33544,63	-1657,1067
1,9	16736,4978	-27574,065	-13457,539
2	19792,8109	-14834,646	-1437,8029
2,1	17099,7721	-6565,581	-16238,613
2,2	19086,5047	2992,54092	7381,66743
2,3	12667,7239	14971,5418	32364,332
2,4	15456,9221	7260,92001	21925,2868
2,5	18387,455	-4164,872	6277,66309
2,6	13274,0269	-7812,773	6034,06994
2,7	16102,6675	-8288,49	37258,809
2,8	18813,0821	-10663,293	-4948,388
2,9	18314,456	-6201,047	-29413,94
3	19418,5928	4689,9306	3441,6983
3,1	15430,7851	13500,7779	-15458,517
3,2	23723,1546	15741,7851	-9800,835
3,3	17405,3314	15870,912	9437,76117
3,4	16151,6039	22580,8008	-4193,767
3,5	18512,4898	31410,4889	-4288,01
3,6	19553,4953	28791,3676	-3771,123
3,7	22295,7045	17241,5473	-30467,718
3,8	18459,2982	10316,2339	-11156,492
3,9	15909,5158	-983,83176	34849,084
4	16556,4338	-6603,401	11122,8475
4,1	20974,849	-5137,978	-13250,78
4,2	14161,2942	23,26139	8739,903
4,3	21799,6335	10214,0105	18046,558
4,4	18786,5548	11828,7753	-31163,95
4,5	18147,5714	-4152,448	16757,0788
4,6	17068,2343	-18046,228	29304,3389
4,7	13761,494	-25796,155	-30101,01
4,8	23598,2682	-27670,07	6637,04631
4,9	15880,759	-23734,366	-1628,4391
5	23424,7224	-19950,591	-40368,67
5,1	22674,0379	-14282,612	-26138,935
5,2	13849,0269	-10322,77	-4509,837
5,3	21180,8121	-8181,156	-5029,375
5,4	17194,379	-1478,878	-36319,36
5,5	17828,5404	9608,08103	-5420,1
5,6	21846,3675	21914,8162	14270,1465
5,7	19935,3299	32701,646	-20622,241
5,8	20928,8731	34498,241	4580,02426
5,9	18889,4892	29412,7559	38382,178
6	10933,9262	15270,1595	20814,4056
6,1	23057,6095	-9701,308	-807,58671
6,2	15135,3489	-22903,56	21100,485
6,3	12261,0131	-18523,371	9408,4972
6,4	24735,7792	-8067,026	-25874,005
6,5	15773,6231	1844,72835	-12201,727
6,6	21839,1074	3744,55552	9925,03914
6,7	19296,2258	2718,79799	-18912,254
6,8	16184,6579	-3014,5139	-32355,27
6,9	23760,0558	-6309,124	-1112,3101
7	16186,645	4344,78976	-16870,955
7,1	21387,2099	15599,8681	-37578,33
7,2	19581,2382	9726,39288	-7457,888
7,3	14215,5132	4118,28981	10530,6166
7,4	17937,6428	6096,54317	1459,58613
7,5	14951,104	7229,89816	655,07879
7,6	12805,3623	10375,3925	22912,2712
7,7	15229,2712	12986,3939	24635,8384
7,8	17767,2513	7656,07491	-18213,564
7,9	20163,1792	-7837,787	2356,58598
8	16272,9835	-18026,158	8575,28206
8,1	13036,3831	-21081,85	-24982,907
8,2	17234,9636	-13008,836	16031,8684
8,3	11260,2969	-6303,125	8480,75463
8,4	14656,7995	-4173,484	6118,32331
8,5	17576,4195	-3865,681	24242,9404
8,6	7639,28408	-5448,762	10194,2189
8,7	17858,8732	-7456,74	-6460,475
8,8	10785,845	11000,3469	-28790,596
8,9	18104,8293	28009,6277	-12408,616
9	16725,7176	30177,4135	-6478,672
9,1	7515,03087	28448,7294	-5355,545
9,2	12707,9409	15040,6695	20684,9783
9,3	11888,4644	7182,75212	1728,91615
9,4	16206,6161	4396,96236	-769,34074
9,5	16514,2769	-3095,1714	3910,23644
9,6	10001,6517	-462,60148	3517,7898
9,7	13225,7079	202,18128	-39026,58
9,8	18175,4769	-10435,496	3940,08917

SAP2000 v14.0.0 File: VIADOTTO S.ANTONIO 34LIN - RINF PILE 20 CM KN, m, C Units PAGE 1
1/26/16 11.15.59

Hewlett-Packard

TIME HISTORY DATA

CASE Sisma Gr2 - SLV
FUNCTION Joint473-F1: Joint 473 Spring Force U1
FUNCTION Joint473-M3: Joint 473 Spring Mom R3
FUNCTION Joint473-M2: Joint 473 Spring Mom R2

TIME	FUNCTION Joint473-F1	FUNCTION Joint473-M2	FUNCTION Joint473-M3
0	17603,3007	-852,26877	-1857,9461
0,1	17570,6466	-1006,4113	-1773,9816
0,2	17622,8478	-1318,6216	-1801,1915
0,3	17771,0495	-2230,7901	-1724,3253
0,4	17259,0516	-2095,5914	1,68271
0,5	17681,0163	-1204,1231	-3879,888
0,6	18684,0354	673,55078	-7107,519
0,7	17507,7156	3555,4174	4846,14462
0,8	17110,6028	5519,19344	9600,14133
0,9	15600,5386	7548,29234	10932,979
1	15190,2716	7190,4541	16271,5057
1,1	16765,8441	2810,23683	26816,5294
1,2	16165,7272	-6776,75	-599,05776
1,3	19126,8974	-16780,791	-19304,486
1,4	19543,3595	-24608,309	-6804,198
1,5	21112,1568	-25188,058	-33774,85
1,6	24198,9225	-24130,756	-43694,85
1,7	19850,8015	-23022,484	-28036,837
1,8	17599,2558	-13058,858	-19337,989
1,9	18556,3922	8227,16425	8108,71956
2	12313,4838	27534,5693	30493,656
2,1	15131,5464	43359,94	4837,74302
2,2	18040,1528	54221,612	-14700,135
2,3	13136,1877	51740,697	22707,5099
2,4	19488,3969	41471,483	10210,2665
2,5	18649,0691	32909,753	-34941,26
2,6	16370,8211	22397,0362	-9976,099
2,7	18737,6872	8995,73106	343,54713
2,8	17446,4266	-919,08645	-28474,538
2,9	19681,0953	-13116,722	5881,02678
3	16774,6017	-20182,065	17011,2124
3,1	10430,5443	-23077,129	11629,003
3,2	16494,7616	-28684,159	31893,952
3,3	10647,696	-31221,143	29477,659
3,4	14815,9196	-30358,229	16207,3322
3,5	17518,5395	-19552,493	1841,71253
3,6	18158,1108	-11488,352	-12345,314
3,7	20853,1333	-100,51679	-7887,045
3,8	16852,8586	21179,6163	3419,76842
3,9	15752,0523	32371,916	-6186,765
4	16991,6443	34618,44	9930,80509
4,1	10340,3784	25011,2152	28880,1052
4,2	15055,5339	11040,7837	23036,912
4,3	17495,437	1441,43078	14003,0343
4,4	15599,9593	-12981,798	-19316,36
4,5	21760,3105	-21800,135	-27215,793
4,6	21141,9585	-23329,503	-39791,56
4,7	20665,279	-30673,9	-11376,513
4,8	16858,3726	-27536,762	-2439,5633
4,9	14688,5804	-32739,15	-41116,2
5	20100,9545	-32520,79	-9657,521
5,1	20466,8711	-22140,11	-449,07548
5,2	18889,3918	-11910,143	-9657,738
5,3	19388,133	-10973,253	12191,8531
5,4	13161,4112	-15034,798	18295,4564
5,5	17150,6852	-7334,76	39838,792
5,6	15151,5135	12140,7573	26154,8391
5,7	16545,7794	23549,3772	3821,71935
5,8	19739,7102	26920,8583	-7468,336
5,9	15793,6692	29058,0152	-10148,682
6	24861,7319	27044,8652	-30068,209
6,1	21406,3732	22889,5216	-33186,3
6,2	15833,4941	13037,4991	-7978,331
6,3	19480,4961	11096,4737	3795,43516
6,4	16975,0746	13088,4735	24485,0449
6,5	16581,3121	1017,25126	27499,7995
6,6	15418,1061	-8954,901	18036,5425
6,7	12829,5697	-9877,681	15060,8165
6,8	20431,5674	-11722,969	-2359,0532
6,9	19837,2443	-11095,961	-30254,228
7	14567,2095	-12582,435	-8490,359
7,1	19712,2493	-12423,439	6461,18155
7,2	19106,481	-13581,517	-9088,987
7,3	16443,4335	-21201,939	26596,6767
7,4	15999,169	-19087,451	44529,786
7,5	13475,1508	-8142,693	8957,01726
7,6	20812,4904	7764,05902	-18868,865
7,7	17144,0823	19497,6195	1711,86565
7,8	22872,9359	18747,4836	-25597,133
7,9	17839,8038	22082,5612	-33933,04
8	20603,525	24093,7708	-5833,658
8,1	20088,9046	18570,8653	6245,04622
8,2	16689,7022	11353,3911	-15451,651
8,3	19910,1579	4163,86786	-1878,3974
8,4	15691,5469	-4048,388	-2273,4031
8,5	21719,5052	-11458,596	-9604,002
8,6	16926,8654	-23128,747	-6273,43
8,7	16720,2132	-23701,992	7228,63213
8,8	17815,1642	-8435,841	14503,5833
8,9	13303,0367	-1820,1882	22966,005
9	15367,8986	1319,88161	18934,0412
9,1	15275,8522	6082,49961	-6332,16
9,2	14765,8324	12303,6317	-8371,702
9,3	19387,7676	13278,7653	9570,97234
9,4	11445,3365	10679,5124	4155,08705
9,5	16895,9257	17541,1196	-13512,295
9,6	12698,6849	23447,0846	12197,6243
9,7	17072,6292	11965,6888	-17714,951
9,8	20491,9094	477,75047	-26753,713

SAP2000 v14.0.0 File: VIADOTTO S.ANTONIO 34LIN - RINF PILE 20 CM KN, m, C Units PAGE 1
1/26/16 11.19.44

Hewlett-Packard

TIME HISTORY DATA

CASE Sisma Gr3 -SLV
FUNCTION Joint473-F1: Joint 473 Spring Force U1
FUNCTION Joint473-M3: Joint 473 Spring Mom R3
FUNCTION Joint473-M2: Joint 473 Spring Mom R2

TIME	FUNCTION Joint473-F1	FUNCTION Joint473-M2	FUNCTION Joint473-M3
0	17603,3007	-852,26877	-1857,9461
0,1	17659,3018	-721,60716	-2156,3423
0,2	17736,1976	-233,89416	-3299,681
0,3	17839,5991	335,87491	-4304,905
0,4	17724,1959	628,3453	-2949,6789
0,5	17566,8557	-64,26926	580,61954
0,6	16361,3885	-1885,1688	6622,94199
0,7	15718,5029	-4513,568	7864,57949
0,8	16232,1304	-6308,571	3156,0134
0,9	17671,0525	-3775,428	2296,10339
1	17171,884	-1112,9782	-126,90865
1,1	17939,743	-2726,0223	-21232,169
1,2	19825,1486	-4220,02	-18852,837
1,3	20414,4805	-4757,915	-20050,238
1,4	21600,9977	-7716,353	-32305,36
1,5	19696,1409	-14386,404	-13426,996
1,6	16209,9457	-17759,657	2055,46122
1,7	18860,7146	-12819,989	-5718,428
1,8	16420,8229	-6430,646	26332,9118
1,9	9837,03503	-5087,804	50973,664
2	15277,8201	-6520,683	25696,3745
2,1	14905,7262	-2583,797	21122,7577
2,2	15424,5634	3069,9566	26796,1696
2,3	15581,8605	12767,7914	11401,0461
2,4	16450,1719	18607,3927	-23308,199
2,5	23489,2778	17557,803	-24875,37
2,6	18117,7725	19963,5609	-8842,86
2,7	17065,8782	24254,9137	-5898,327
2,8	18524,5753	24788,6183	-21629,396
2,9	18168,6382	20394,359	-21500,165
3	19588,1712	14726,3442	13561,63
3,1	17964,5267	4465,39502	-7276,887
3,2	15557,0127	-4273,517	-29086,735
3,3	21732,444	-9485,696	-9134,128
3,4	19899,8554	-13522,893	3294,17645
3,5	17889,4362	-11607,149	8463,75305
3,6	14006,2942	-12314,108	10486,6659
3,7	10853,7742	-12756,844	32760,531
3,8	15044,6437	-4497,131	44782,003
3,9	16674,3777	8462,69057	4017,26621
4	16528,1182	10522,519	-17696,646
4,1	15991,2952	8160,67336	-16484,537
4,2	20567,6508	10584,262	-25676,343
4,3	25928,1652	14763,0994	-37567,7
4,4	14726,0076	15902,1412	-17780,539
4,5	17724,7315	14885,6519	-2554,2935
4,6	17655,3561	8529,36066	-16649,17
4,7	17874,5749	877,13929	36962,921
4,8	16795,7961	366,78464	9152,97355
4,9	15076,488	-6605,347	-43378,22
5	20241,7374	-13635,986	-5723,161
5,1	16652,3835	-19022,395	7151,32195
5,2	18118,0191	-21674,886	-12957,484
5,3	15915,166	-23234,89	-19972,11
5,4	13557,5557	-25471,428	-12238,055
5,5	20335,7222	-13882,232	18669,6319
5,6	12698,0035	412,68188	26427,1177
5,7	16074,3141	-2648,3021	33709,806
5,8	13997,7216	-3917,977	-7226,359
5,9	19704,7341	3948,38785	200,73561
6	17586,1997	14767,9084	30450,0613
6,1	14341,4843	24315,2494	3639,52778
6,2	17293,6944	31513,1813	-5499,948
6,3	14665,8435	35657,459	21025,0226
6,4	22607,1288	35169,784	7262,16289
6,5	17645,3146	18976,5541	-22543,241
6,6	18746,8331	2551,43275	1630,21555
6,7	19722,9131	-7299,92	-8236,864
6,8	23222,3943	-15693,663	-17380,771
6,9	16940,6592	-24265,873	3193,68846
7	14296,7632	-30077,996	19508,7619
7,1	20840,9262	-35281,87	-20073,432
7,2	20826,2413	-39351,9	-18742,798
7,3	22314,1374	-32862,1	-28271,146
7,4	17639,178	-24330,311	-27623,667
7,5	15462,1187	-22108,913	23000,3713
7,6	18501,2194	-6774,02	42567,689
7,7	16830,2244	11447,942	2922,50688
7,8	17474,7815	19140,6263	-4318,163
7,9	14161,6609	17917,9739	18970,619
8	15908,5468	11351,2241	32743,959
8,1	19175,4224	10275,4345	1814,35313
8,2	17309,5014	10244,5562	-27956,082
8,3	15785,8358	9125,09249	-33714,81
8,4	21768,7035	9937,32439	-20455,115
8,5	21117,3659	6976,74202	-370,22719
8,6	14113,4936	-2493,5254	-10240,75
8,7	19046,1524	-8822,311	-5925,36
8,8	10039,0054	-10658,796	15621,6593
8,9	18663,4216	-7612,109	33513,283
9	18227,087	-4942,657	10618,7728
9,1	13923,1011	-6996,362	1967,56359
9,2	20425,0419	-5466,475	9562,53564
9,3	15729,504	-5267,674	-32746,47
9,4	20795,4613	-7061,858	4938,82683
9,5	14340,8617	-2259,4755	38643,901
9,6	14121,0835	6444,80829	-41213,54
9,7	26199,7433	4355,0544	6516,99152
9,8	13956,7174	-3407,187	13737,1916

9,9	15321,3349	-10557,925	711,95153	9,9	14276,651	-7063,726	7606,70675	9,9	15529,001	-11612,935	-4510,922
10	18231,3514	-17707,115	-23627,278	10	19288,0972	-7945,244	-12029,344	10	16151,0548	-23532,316	8373,33251
10,1	16675,4617	-31571,314	2963,93939	10,1	24205,6107	1499,57402	-29579,463	10,1	9859,89617	-26282,545	-2355,2287
10,2	6780,95859	-21323,183	25163,3279	10,2	12996,256	-2262,3812	7911,50255	10,2	23741,3672	-17017,844	-7340,113
10,3	19003,3367	-12008,994	11897,0698	10,3	16402,7462	-2778,1389	10284,3125	10,3	15535,3874	-1740,7692	-6157,085
10,4	13146,1975	-6496,331	-13626,234	10,4	14316,5747	-4222,698	-40261,8	10,4	15332,9995	7842,5826	20320,7136
10,5	13747,5863	-3694,308	26865,1174	10,5	16947,6906	-14933,297	-7925,139	10,5	23188,553	8053,92399	-25906,081
10,6	17507,7098	-4970,956	8524,65676	10,6	19410,8935	-14971,647	30224,5162	10,6	15889,0033	8160,8856	-31065,972
10,7	14523,8195	-1684,435	3562,06743	10,7	13862,9651	-5357,833	-6482,162	10,7	14024,8862	4904,27584	19962,8616
10,8	17039,1867	3207,85738	15345,5511	10,8	18519,0444	2085,733	18259,5554	10,8	17964,7089	5608,4669	-411,2469
10,9	15680,6806	10594,4591	1922,95813	10,9	16013,8556	6832,78728	44796,382	10,9	10136,7637	22205,5187	4128,16038
11	19055,0462	32490,627	-4916,989	11	15717,7053	5878,81494	16644,7757	11	17997,5047	33114,126	37901,803
11,1	21175,1214	49365,691	3736,10126	11,1	13596,2996	4865,54394	14492,8368	11,1	9681,45374	31101,7143	-8222,218
11,2	18851,5928	45557,336	26827,3908	11,2	4778,90108	9091,55195	18846,0247	11,2	14269,6779	23126,516	-26057,494
11,3	16462,6396	30665,9848	-1539,3961	11,3	22401,085	12153,8006	-4677,324	11,3	15934,5937	4964,53626	33377,511
11,4	22276,3877	7680,12507	-4864,875	11,4	20853,7374	13036,0338	-8437,795	11,4	8434,4467	-4824,158	24292,4585
11,5	19762,0113	-9825,355	6272,64768	11,5	18647,1118	6062,10084	-23483,152	11,5	20881,0347	-10381,781	-28574,872
11,6	23228,7008	-25347,46	-21924,009	11,6	23317,1963	-4130,575	-26726,595	11,6	10990,2421	-13914,993	-13376,209
11,7	21295,2696	-24233,228	-31345,384	11,7	12848,2187	-6854,92	-18056,684	11,7	16129,3737	-12033,299	4634,30822
11,8	22372,4101	-14874,108	-39095,54	11,8	20275,0869	-10884,432	31390,0098	11,8	23651,3677	-18763,1	-7496,536
11,9	26882,0256	-4453,819	-23073,007	11,9	14307,7537	-10332,622	2127,42719	11,9	15572,6708	-31576,525	-9097,456
12	25241,075	-1227,2806	923,21086	12	11146,243	-13043,459	1196,70182	12	14955,4694	-34447,17	534,92192
12,1	18748,1127	-10759,688	8555,14966	12,1	21047,6334	-10246,35	15399,2894	12,1	15604,6804	-28538,478	-797,37649
12,2	13784,9653	-22561,734	-2725,0556	12,2	24474,4193	859,81054	-19785,344	12,2	16589,3125	-19531,393	508,90391
12,3	19421,3015	-27117,959	23804,8583	12,3	20992,656	-444,57014	-24073,687	12,3	14479,0449	-11846,058	35927,053
12,4	17469,4528	-25867,609	23565,3166	12,4	21119,3878	730,77227	-16090,819	12,4	17641,6573	8224,77244	3163,19588
12,5	22711,4656	-9253,576	11600,7451	12,5	15756,9405	12462,8994	-30592,015	12,5	16157,5204	22275,129	-9417,859
12,6	16258,0951	5617,60043	-14517,254	12,6	18476,0628	17996,7895	13643,64	12,6	18983,1019	20788,9695	30362,9235
12,7	22408,457	7623,80869	25338,6823	12,7	18494,2199	15197,5608	15333,1088	12,7	19572,3286	24441,0408	-2333,4624
12,8	19169,5738	7368,36906	10544,2815	12,8	9901,57958	11800,5632	5962,68178	12,8	20354,6652	21105,9622	-7430,75
12,9	18231,8565	356,89038	-17912,792	12,9	24473,7164	11472,4751	15498,5562	12,9	17887,792	14972,5109	30559,4892
13	23059,1564	3277,73289	7450,13772	13	10362,9945	18059,838	24233,3529	13	18543,2208	14485,1158	-15943,767
13,1	12270,381	16897,424	-24414,133	13,1	20215,6873	11934,1617	14960,6745	13,1	22142,8844	8643,55071	-21746,29
13,2	28671,7145	24335,0967	8253,51086	13,2	16056,8012	4908,88709	-2306,7881	13,2	16554,27	5923,13173	16500,931
13,3	11732,5323	28044,3729	-14312,759	13,3	11431,8543	4356,26885	1189,22745	13,3	14094,9028	-3352,385	-2046,5416
13,4	22534,1672	11668,4858	-738,97698	13,4	16452,8903	-8360,127	-3595,79	13,4	24938,9313	-22998,091	-34574,55
13,5	14435,4302	-14343,994	-16696,024	13,5	22598,2974	-13444,247	-16322,085	13,5	25606,7546	-29267,184	-20059,051
13,6	17160,0808	-22396,923	-5659,845	13,6	21404,2356	-20686,822	-19367,592	13,6	19097,0976	-28323,216	-6396,949
13,7	22253,6773	-27265,902	18908,5223	13,7	19570,4617	-24371,414	-24993,423	13,7	21338,0699	-12903,757	-37481,03
13,8	12198,4387	-21276,737	2021,57428	13,8	19016,9053	-16209,076	-14802,233	13,8	20894,512	7949,35618	1000,16532
13,9	15500,8193	-10010,248	-6350,227	13,9	19142,2302	-12472,489	-611,69321	13,9	21562,7314	7742,42415	18128,5895
14	17109,845	-8375,987	-13752,199	14	19974,8814	-7477,43	10681,2164	14	20208,9564	6069,57936	-9778,773
14,1	21043,4046	-1842,5972	19348,573	14,1	6656,64076	314,26599	8049,16926	14,1	8464,88198	-2373,1311	20449,9085
14,2	16614,603	-6670,593	-18282,406	14,2	17464,499	6655,79522	23192,2	14,2	15311,5807	-14172,115	29321,7411
14,3	15383,3928	-13354,805	22500,3541	14,3	22271,3216	6416,23992	25897,4551	14,3	22938,5819	-2258,3999	6615,24611
14,4	10384,0065	5546,02278	-6258,599	14,4	19893,6117	7750,2308	12959,2807	14,4	21007,8329	12890,6508	-18184,205
14,5	21742,0643	21761,3151	10681,4321	14,5	14023,6844	13226,3755	-4627,375	14,5	22572,2587	23587,7572	9163,7363
14,6	17585,3354	31745,602	-862,14272	14,6	18958,0903	17243,7791	-7217,055	14,6	14258,8772	25330,834	-27564,852
14,7	18716,1072	25021,5041	-10418,978	14,7	22851,8847	6950,37203	-13973,152	14,7	22611,2098	-7545,749	2612,35284
14,8	24595,2548	-3148,0649	-30352,58	14,8	25499,6345	-5354,943	-14186,947	14,8	23834,7269	-37856,98	17720,936
14,9	11425,9501	-31239,371	-5549,027	14,9	19206,9133	-19247,298	-23204,532	14,9	17061,9866	-44616,35	-49432,64
15	27887,5999	-48921,45	19907,0615	15	19053,1971	-29222,375	-38137,8	15	21588,3182	-38368,48	-23147,955
15,1	8380,47835	-47695,76	-29317,095	15,1	23125,3441	-30209,394	-13694,63	15,1	13016,6777	-12877,32	-323,84127
15,2	16987,2802	-21116,555	31941,532	15,2	17313,8945	-31121,787	30858,2557	15,2	21389,3538	18066,3906	1108,08186
15,3	9449,11379	2111,63905	23565,0567	15,3	11640,9192	-25412,51	10523,4165	15,3	21185,7986	31217,198	-17579,242
15,4	19198,3553	12614,2811	215,06129	15,4	13059,6763	-13465,793	-2708,9735	15,4	8482,13093	23282,7161	-4780,862
15,5	18922,3849	19430,2641	39422,533	15,5	11532,9373	-6519,746	44424,225	15,5	21260,5959	6806,06549	-22111,065
15,6	8129,53496	17578,4285	22323,9887	15,6	23332,9493	-4775,405	40069,598	15,6	10869,2182	6077,55762	4494,73556
15,7	14531,9594	22680,0644	19774,6389	15,7	14212,213	2212,98383	2918,15588	15,7	16346,3925	15277,4762	60184,167
15,8	16998,7911	37177,238	-15293,856	15,8	15849,5579	8916,92202	13159,6875	15,8	14720,2993	32301,776	7777,53118
15,9	8952,07003	61922,418	1094,2707	15,9	16109,6482	19884,1154	32037,958	15,9	10898,2998	43806,822	-24595,792
16	22305,4836	68138,801	-30761,84	16	18963,9586	26893,6804	-11797,664	16	17820,7303	35876,688	20818,0482
16,1	15650,2549	53178,55	-46331,46	16,1	19055,6569	33273,211	15790,9693	16,1	10732,9845	10256,9721	44755,926
16,2	18234,8017	20964,4833	-12958,427	16,2	14779,3633	30781,4587	-6768,418	16,2	11238,3276	-24354,189	12287,7273
16,3	16193,5493	-17812,501	45888,652	16,3	14293,1069	16179,0355	-49491,49	16,3	16928,4955	-50559,27	-13393,238
16,4	5654,28524	-37708,4	-32189,88	16,4	36365,789	9198,33092	-44630,85	16,4	14497,0706	-49181,96	-6219,326
16,5	24815,7124	-36999,45	-5338,654	16,5	16306,5392	-3462,133	10556,9195	16,5	18455,9484	-36878,48	-18312,954
16,6	16185,9261	-26202,075	13807,4359	16,6	20304,4813	-10155,423	2746,06444	16,6	21513,8471	-10911,405	8210,49027
16,7	13553,8574	-24083,452	-10486,996	16,7	18069,6124	-7777,454	-36649,08	16,7	8983,94453	18015,0212	-14313,976
16,8	24420,4882	-36170,37	12168,3697	16,8	19811,5524	-14612,292	-2293,1392	16,8	17094,0215	11957,0887	-15379,291
16,9	4159,43865	-51453,1	-22612,471	16,9	26689,3082	-16630,74	26261,0685	16,9	16627,1833	-8235,308	-3994,822
17	28462,0097	-50375,42	-8546,223	17	14742,5879	-13428,081	-36208,69	17	14530,6085	-25302,315	15943,7658
17,1	14337,5469	-42379,91	-40187,45	17,1	10334,6714	-7510,204	6590,61261	17,1	15848,8479	-33542,69	39837,919
17,2	19162,7172	-22329,981	-15577,904	17,2	21543,5152	9054,64519	29331,5714	17,2	6070,22212	-22596,102	15143,1546
17,3	19785,1922	12103,9243	-478,36492	17,3	15131,1233	23667,8895	-747,69932	17,3	23797,6287	-9992,066	26244,4575
17,4	14271,8003	32523,936	-49191,66	17,4	17745,5916	24786,8941	19986,3199	17,4	18836,9454	-613,237	-23756,494
17,5	21918,2184	24665,95	31473,4035	17,5	9536,43726	19619,4354	-8752,95	17,5	24040,7121	8059,89752	-21230,851
17,6	15545,5798	-272,79248	37343,363	17,6	15080,3715	5103,38757	-31520,72	17,6	16823,2474	-4041,867	-5244,483
17,7	9863,47718	-12481,528	-4174,491	17,7	29459,1828	-2393,1135	22985,8467	17,7	14550,0624	-11708,211	-21919,489
17,8	21401,2722	-8771,549	-2523,0684	17,8	13319,8091	-9885,667	-11049,018	17,8	26393,4393	-13364,417	-8845,371
17,9	9838,54257	-16,59675	14848,3244	17,9	10519,1152	-17411,084	-28106,757	17,9	14610,3907	402,4861	-39209,53
18	18459,0634	10992,8235	22532,2603	18	10991,2155	-12443,399	16582,8941	18	17493,8174	34813,404	104,82674
18,1	20839,6733	22945,9132	-7399,157	18,1	11454,1406	-1628,2537	47439,327	18,1	13452,1897	54626,4	45704,524
18,2	10564,7053	20994,912	-23827,992	18,2	24015,8877	8312,40158	1872,06109	18,2	10802,4331	48597,475	52138,053
18,3	24860,6691	12901,6325	22845,8851	18,3	-714,16945	16070,916	5782,04885	18,3	26193,1942	20517,6134	-11737,608
18,4	15339,6896	7492,27475	-58727,1	18,4	16660,8773	9247,89653	16325,7896	18,4	19534,0287	-18896,919	-26974,497
18,5	20472,1697	588,92839	-21915,592	18,5	19162,3367	6140,37516	28719,7522	18,5	21934,4249	-35404,2	256,84478
18,6	25322,0816	5376,08633	34486,951	18,6	20934,1622	1866,29353	-437,72827	18,6	24403,2939	-21624,786	2828,75267
18,7	5662,61979	7910,1887	15238,4027	18,7	9667,47549	-1829,4555	-9534,057	18,7	20815,0978	4125,98148	-23049,853
18,8	25749,8338	11347,7925	10928,4916	18,8	16768,5446	5777,05217	-35212	18,8	22489,4828	26317,1439	-7259,344
18,9	13426,0082	6757,48088	19737,2593	18,9	17193,5161	3829,8639	-29600,799	18,9	13184,5099	32392,418	-37629,72
19	13538,0643	-9692,252	7362,83403	19	29238,7513	-9301,677	14943,5632	19	22947,8382	20946,4805	-18404,384
19,1	23629,4087	-23482,103	-1572,5922	19,1	9972,11012	-15742,973	-26585,096	19,1	24633,2773	-4758,544	49597,702
19,2	14997,4792	-25349,202	-25593,058	19,2	13867,4992	-12019,321	-19858,07	19,2	13434,8357	-19436,037	-3665,803
19,3	19095,6542	-12292,108	438,28653	19,3	19306,2174	9574,65014	36185,072	19,3	14490,7585	-3603,49	41133,414
19,4	20632,3438	7292,04963	3243,57553	19,4	14758,8512	35886,947	43008,917	19,4	15150,1912	23122,4576	23548,6229
19,5	10258,7085	21717,6756	-23358,269	19,5	23044,1527	45352,919	10440,0059	19,5	24702,0526	38228,519	4911,61416
19,6	30708,5794	20178,0592	25953,3117	19,6	6026,46147	37760,26	-51564,97	19,6	19915,4954	30815,5689	12704,5975
19,7	12615,1921	12066,2238	1904,78783	19,7	17260,7111	24221,9949	3389,81467	19,7	13813,8442	3461,04807	-26772,724
19,8	14430,7499	-10390,784	-182,35388	19,8	20956,6211	9065,51759	-27683,267	19,8	23198,8574	-25860,591	-30821,389
19,9	23887,1771	-32608,84	-20211,783	19,9	15728,8181	-7422,145	-10094,326	19,9	23173,1519	-45135,89	-30120,19
20	17892,5327	-34678,52	-56275,49	20	12731,9511	-18561,322	-11232,855	20	23590,4879	-48183,11	-1496,1003
20,1	28228,1876	-24527,61	-19183,162	20,1	9824,7374	-21184,022	-2688,9812	20,1	20113,9293	-31712,29	-38592,97
20,2	17451,0556	-5029,576	-17009,449	20,2	22316,7749	-28897,045	15778,7315	20,2	11806,2653	-14235,061	-35946,5
20,3	15499,8495	8580,45385	2977,56712	20,3	17934,1659	-36873,11	38910,729	20,3	19930,3559	-11283,579	-2625,4275
20,4	20823,8154	6658,89959	8258,87718	20,4	15249,4082	-43137,4	882,0337	20,4	31383,2258	-18301,561	-5280,181
20,5	11496,3509	3393,86867	36303,387	20,5	5517,09734	-53844,68	-1844,9057	20,5	15383,2038	-34699	-40248,57
20,6	19954,5154	3919,8177	29281,1624	20,6	27501,6513	-55591,95	21819,883	20,6	21049,0948	-33672,69	-10569,558
20,7	19799,519	938,61252	11389,8137	20,7	17170,345	-47117,56	-14722,723	20,7	14926,5871	-1029,4654	-6079,65
20,8	13005,5667	355,97296	6757,53872	20,8	21860,2738	-29666,622	-19120,557	20,8	19619,265	35360,234	-3547,321
20,9	27810,1174	1519,82808	23396,0622	20,9	6586,69898	-7348,856	-17738,975	20,9	19432,4621	51804,006	32475,301
21	13584,9295	4171,36686	-878,04232	21	18390,178	6445,30909	-2520,2216	21	6090,936	42502,025	-9540,9
21,1	20431,3505	3918,07427	-9893,683	21,1	27755,9883	14001,9519	10153,8238	21,1	22793,3964	11878,613	39332,503
21,2	24063,2756	2653,84471	-26191,965	21,2	14715,8168	23747,3684	22238,8508	21,2	13450,1178	-17036,805	6066,06907
21,3	17733,3362	2363,3139	-11171,767	21,3	14726,7184	23648,5359	11727,0894	21,3	17994,4469	-27178,006	19504,4254

21,4	27948,6823	-841,46054	19035,2377	21,4	14720,4307	21907,079	-14498,318	21,4	16886,2172	-7433,934	-8095,69
21,5	15791,18	6364,48156	-11027,598	21,5	25655,3321	22637,3092	31120,0615	21,5	12476,0376	18152,6968	-13853,641
21,6	18710,4584	12571,0695	40771,21	21,6	20288,4204	23880,5611	-3951,231	21,6	20255,2549	28919,0156	23148,0351
21,7	17979,4585	11061,6485	28124,0986	21,7	12885,5762	21952,1322	-29679,501	21,7	20734,3833	24355,4279	-29512,197
21,8	16723,4853	2207,9596	20506,9708	21,8	14183,3409	6259,28839	-30298,074	21,8	15667,9655	2140,29211	-6779,726
21,9	16619,5319	-15894,257	-18335,973	21,9	24518,9897	-1162,6573	10488,4452	21,9	14345,0327	-21794,866	16238,0794
22	24240,9778	-25941,048	-25572,721	22	21066,9557	1815,02014	-13269,626	22	16356,5227	-26190,63	31509,5111
22,1	24958,5702	-22133,637	-30582,725	22,1	14375,3605	-2939,8657	-11904,282	22,1	14206,0043	-13060,681	5541,24869
22,2	23339,8709	-10526,523	-24023,465	22,2	15219,1688	1894,74711	15913,9248	22,2	19252,0436	10102,486	2309,54225
22,3	26084,138	3942,59454	6395,66415	22,3	17992,6783	8519,77254	10786,7063	22,3	7621,02886	16841,9394	-21690,344
22,4	13810,823	11693,4392	-34766,3	22,4	21659,8457	840,0569	41898,737	22,4	26359,3056	1177,46307	-16959,938
22,5	25878,8752	10187,2254	36962,597	22,5	11801,0495	-8924,29	10897,3874	22,5	24488,6518	-16058,96	-31103,303
22,6	13745,3765	7587,46872	19454,2226	22,6	17273,8697	-23282,944	-4955,9	22,6	18108,3152	-29474,922	-37546,18
22,7	24695,5017	2500,3927	14605,1427	22,7	19315,3455	-28904,658	-960,97985	22,7	19002,7196	-19704,974	-31808,51
22,8	15791,3307	4673,70879	20168,0323	22,8	23747,4082	-16724,25	27063,7355	22,8	13792,9784	13172,331	-9049,696
22,9	14634,7896	10563,2653	17854,4001	22,9	21800,821	-8080,169	-23065,484	22,9	25465,9025	38562,82	27042,7387
23	23031,9123	12637,2767	9121,19246	23	17058,0647	-498,79202	-25096,595	23	15776,6735	43870,469	10829,899
23,1	22678,1098	13714,8785	-30425,809	23,1	20494,8055	10785,33	-4186,813	23,1	14245,958	26555,9968	34803,001
23,2	20269,4772	612,6453	-8652,818	23,2	23370,0637	12892,5118	-16385,617	23,2	20600,5125	2168,96206	12108,6338
23,3	20435,2486	-14805,475	-22576,904	23,3	23883,5972	14940,5927	9469,87132	23,3	20790,7436	-16391,313	18936,3807
23,4	24782,1869	-19974,798	-10647,527	23,4	5604,17678	18188,2817	6271,59094	23,4	19760,5975	-24407,085	27295,0134
23,5	15187,4336	-20703,514	-13088,776	23,5	21046,3413	20404,9995	20238,6101	23,5	17456,9533	-12167,339	-12805,883
23,6	22421,7709	-7643,329	31023,8363	23,6	18098,6667	20161,6706	9814,22315	23,6	19346,5395	10565,4359	-34426,96
23,7	13433,5099	10526,9188	-21437,116	23,7	24251,543	16150,8666	24763,6413	23,7	24491,3651	17187,7613	-11349,262
23,8	17456,2031	14876,2576	19037,0643	23,8	10435,7238	6662,52737	-5929,199	23,8	26988,0345	10661,0618	-16204,697
23,9	15630,6242	15015,8802	29771,1992	23,9	12329,5381	-6655,027	-17621,417	23,9	18459,962	-2210,0319	-29041,481
24	9865,79696	9718,57133	-12800,725	24	24393,3121	-19794,804	16684,57	24	20485,0737	-17397,488	-2931,6632
24,1	24990,1855	-1804,1912	5137,77429	24,1	23850,3972	-27296,992	-29455,133	24,1	18694,9976	-17181,688	12994,9789
24,2	9931,88808	-7420,298	-23991,478	24,2	18894,161	-26081,736	-14008,019	24,2	23786,7748	-7112,861	8575,55436
24,3	25405,8613	-5445,074	1893,41028	24,3	13949,7564	-11524,935	-18790,805	24,3	15971,0637	6656,61195	4268,63439
24,4	16585,1487	-350,83576	-27429,235	24,4	18359,7703	5503,83182	9309,49245	24,4	11348,2592	16787,5638	35968,884
24,5	11460,7594	1637,574	-3487,063	24,5	21320,4846	17034,2307	10562,4863	24,5	20175,4098	10153,9943	10984,1432
24,6	20698,8857	-2013,6358	17407,0904	24,6	16547,7529	23850,4315	11775,2348	24,6	21910,1831	-3343,848	4548,63416
24,7	13402,4693	-5882,128	4007,03815	24,7	7133,14208	18280,7716	-7432,299	24,7	15433,6719	-13938,112	-13704,705
24,8	13767,8759	-10840,543	27535,5345	24,8	23287,3016	15402,9006	1902,56948	24,8	14295,0373	-16279,969	-30286,805
24,9	17031,324	-10535,113	3297,53413	24,9	22248,0932	14606,8048	27249,5571	24,9	16219,1945	-1803,43	-463,21441
25	9731,46175	-2082,7521	-5759,835	25	21931,4019	7499,1973	-12297,723	25	20961,891	15428,5688	802,7872
25,1	22500,2668	6464,51252	-1980,1146	25,1	15903,0651	8869,66239	-25876,224	25,1	23771,2934	19985,5867	3303,02386
25,2	17251,6033	13171,9487	-2955,2258	25,2	13268,4816	5441,47363	1221,07284	25,2	12967,957	12480,0692	-18184,692
25,3	8406,08343	11932,9196	-19781,611	25,3	26283,5352	-7858,627	21156,8968	25,3	12778,6615	-3164,614	16849,808
25,4	23103,2107	4331,03016	25121,5324	25,4	16183,5117	-12444,906	-10915,499	25,4	17123,9152	-14893,333	16123,6961
25,5	6422,36299	-1119,637	-4762,963	25,5	14748,8762	-19068,318	-2681,8338	25,5	13470,2957	-16922,653	247,41614
25,6	20155,3309	-4568,395	27177,4856	25,6	12380,6702	-15021,598	6195,93742	25,6	14669,2808	-5128,608	-12503,294
25,7	14250,5574	-4294,367	5816,94519	25,7	20855,17	376,56705	-3995,433	25,7	11814,6785	15997,096	-25740,951
25,8	2957,9139	-333,59727	-11600,679	25,8	20310,157	3390,71121	25619,0842	25,8	16291,7776	23617,6714	-6348,322
25,9	25656,9222	1762,13091	24095,9756	25,9	13203,2445	10576,7054	1206,6078	25,9	22096,0338	15745,3077	15793,1867
26	6227,66259	977,94639	-26399,572	26	14515,6362	14500,542	-19444,858	26	11211,1246	-80,13294	-4264,684

473 Gr1 - SLV - pila 5dx

x	30708,58	68138,80	45888,65
n	2957,91	-51453,10	-58727,10

473 Gr2 - SLV - pila 5dx

max	36305,79	54221,61	47439,33
min	-714,17	-55591,95	-51564,97
min pos	4778,90		
min	-714,17	16070,92	5782,05

473 Gr3 - SLV - pila 5dx

max	31383,2258	54626,4	60184,167
min	6070,22212	-50559,27	-49432,64

SAP2000 v14.0.0 File: VIADOTTO S.ANTONIO 34LIN - RINF PILE 20 CM KN, m, C Units PAGE 1
1/26/16 12.46.44

Hewlett-Packard

TIME HISTORY DATA

CASE Sisma Gr1 - SLV
FUNCTION Joint2129-M3: Joint 2129 Spring Mom R3
FUNCTION Joint2129-M2: Joint 2129 Spring Mom R2
FUNCTION Joint2129-F1: Joint 2129 Spring Force U1

TIME	FUNCTION Joint2129-F1	FUNCTION Joint2129-M2	FUNCTION Joint2129-M3
0	17256,1786	-986,23296	-33,45888
0,1	17307,0259	-986,91047	218,81466
0,2	17497,2283	-966,0637	1509,04948
0,3	17507,7594	-518,47851	1737,7361
0,4	17261,7562	-157,01565	1839,15535
0,5	17235,9438	-1828,6184	868,06844
0,6	16864,5912	-2843,7037	-5518,123
0,7	16832,2232	-7,05105	-9777,216
0,8	15944,1619	5086,64151	-10507,167
0,9	17109,9234	8065,5754	-1568,3218
1	18466,3633	11396,8299	6617,08866
1,1	17007,0349	15121,8587	1970,20657
1,2	18538,2568	11193,1673	8278,93449
1,3	18262,5384	1536,52612	2254,7475
1,4	16105,2243	-4206,756	-12639,605
1,5	15806,6043	-10745,473	-17922,772
1,6	16113,94	-21947,102	-17308,57
1,7	16066,3424	-32106,74	1916,50407
1,8	16926,5683	-33773,87	-2306,0523
1,9	17560,4139	-26343,32	-11890,164
2	16931,5335	-14201,849	1464,69522
2,1	13322,808	-5895,618	-10911,738
2,2	18918,0501	4053,75794	6160,4232
2,3	20648,055	14195,4856	31807,925
2,4	17682,283	6318,65119	25397,3071
2,5	21181,7484	-4233,28	9568,92705
2,6	17014,4248	-7999,748	9678,86531
2,7	17947,6393	-8518,963	35398,263
2,8	18219,984	-10665,675	-7657,18
2,9	14026,4942	-6128,823	-22854,413
3	16474,9772	4229,2393	8772,34699
3,1	16460,5057	13651,8742	-14430,046
3,2	18683,6531	15514,496	-14507,041
3,3	15799,1873	15121,9699	11985,6038
3,4	16873,5808	23663,5691	2790,57069
3,5	16715,5288	30497,3727	-1498,9617
3,6	15832,7496	27446,8244	-5497,848
3,7	14293,6852	17762,219	-32396,28
3,8	17800,7321	8849,1777	-6837,12
3,9	19441,8034	-844,48376	41856,192
4	16563,6375	-5333,116	13669,2096
4,1	18076,6683	-6184,665	-18087,398
4,2	17229,703	1915,05309	11634,3702
4,3	19747,0457	10912,8609	21763,2284
4,4	16502,3885	10448,3737	-27676,011
4,5	18536,5762	-1984,597	17898,6941
4,6	15730,5371	-19001,84	29606,4525
4,7	17780,8652	-26165,852	-27437,153
4,8	19325,2583	-26847,157	2893,63081
4,9	13996,6731	-25736,498	1872,41429
5	16275,6614	-19162,376	-35948,64
5,1	16402,5177	-13239,053	-25654,09
5,2	14810,817	-9792,286	-3016,2483
5,3	15473,6161	-6422,332	-7924,208
5,4	17878,2786	-1668,6499	-37289,91
5,5	18355,631	9892,92352	1388,61979
5,6	16363,7114	22378,7971	17886,4916
5,7	21131,846	30452,7757	-23884,686
5,8	20162,5001	34344,61	4955,70096
5,9	15342,8845	29225,2767	44439,547
6	23791,2102	13014,9679	24353,9267
6,1	21963,4866	-9067,792	-5559,664
6,2	14515,8486	-23047,729	21655,5452
6,3	17049,2537	-19213,815	15262,5931
6,4	21029,8304	-6685,738	-24680,635
6,5	13196,0321	645,25424	-9093,366
6,6	17089,3004	3739,9869	4360,28905
6,7	20891,5545	4591,68172	-18469,752
6,8	12345,6787	-2797,1298	-21957,863
6,9	15033,072	-5136,43	-302,44411
7	20535,7979	5328,9453	-21621,473
7,1	15532,6087	13718,2348	-41315,34
7,2	14434,5221	9025,30908	1562,05374
7,3	24868,7062	4968,54445	16454,6515
7,4	19199,548	6152,66256	2226,73061
7,5	15934,2224	7460,7805	-603,73117
7,6	19474,625	11354,9568	22283,5101
7,7	25391,3309	12381,6602	23903,5254
7,8	15226,3896	7213,42376	-10970,902
7,9	19788,564	-6868,433	8344,30215
8	22539,2021	-18428,506	9012,72299
8,1	12845,5169	-20595,016	-24695,632
8,2	16932,9991	-13752,311	11300,8204
8,3	22927,2729	-8862,277	12263,8315
8,4	17847,1944	-2104,7982	17311,7529
8,5	17267,7749	-3127,8251	29518,0512
8,6	20649,2624	-6589,25	6718,78728
8,7	15947,5219	-4483,703	-13308,339
8,8	11905,9849	8241,29513	-18524,477
8,9	19975,6768	26851,3565	-5709,814
9	17962,4768	32529,78	-3325,56
9,1	10062,1848	25125,9892	-5740,713
9,2	19640,0423	16447,6641	16697,1074
9,3	24402,0778	8984,13765	2794,96328
9,4	12633,8701	-926,87826	10001,7131
9,5	20758,8141	-722,78577	11803,5665
9,6	17920,5479	209,33617	2765,54603
9,7	13451,4121	-2576,4697	-43804,09
9,8	14579,1423	-3684,856	3325,55202

SAP2000 v14.0.0 File: VIADOTTO S.ANTONIO 34LIN - RINF PILE 20 CM KN, m, C Units PAGE 1
1/26/16 12.46.59

Hewlett-Packard

TIME HISTORY DATA

CASE Sisma Gr2 - SLV
FUNCTION Joint2129-M3: Joint 2129 Spring Mom R3
FUNCTION Joint2129-M2: Joint 2129 Spring Mom R2
FUNCTION Joint2129-F1: Joint 2129 Spring Force U1

TIME	FUNCTION Joint2129-F1	FUNCTION Joint2129-M2	FUNCTION Joint2129-M3
0	17256,1786	-986,23296	-33,45888
0,1	17265,4807	-1109,0767	36,78052
0,2	17290,6858	-1487,6912	23,92217
0,3	17355,2795	-2345,8934	145,06581
0,4	17233,8643	-2199,4521	2066,28025
0,5	17268,3922	-1364,1455	-2154,5064
0,6	17038,5731	591,58847	-5628,47
0,7	17853,3578	3355,82042	6971,80394
0,8	18519,928	5443,78248	12155,8316
0,9	18772,1613	7529,42641	12675,0591
1	18876,9007	7013,72185	17673,6608
1,1	20383,7145	3046,27278	28239,0938
1,2	18556,0153	-7128,379	1866,92629
1,3	15783,8916	-17291,078	-16502,849
1,4	17234,0975	-25026,378	-6217,959
1,5	14511,9955	-24959,724	-32987,36
1,6	12890,9513	-23810,506	-41213,85
1,7	13871,83	-23287,468	-23537,433
1,8	14679,8621	-12046,104	-16625,788
1,9	17131,3387	8819,17897	5382,70443
2	21398,9058	27992,6284	30014,2799
2,1	16333,9853	44375,573	10546,5313
2,2	14994,3612	53593,359	-10050,016
2,3	20962,5441	51463,199	22625,8516
2,4	19133,2675	42668,723	5703,03486
2,5	13247,9512	31537,7082	-30849,594
2,6	16073,438	21396,3743	-1517,9607
2,7	15344,0601	9137,99318	-663,1008
2,8	15009,6115	-3066,6402	-33275,15
2,9	17820,7522	-13789,154	5017,6868
3	20317,0578	-19726,672	24215,385
3,1	20634,8268	-21732,949	22147,5486
3,2	19397,0352	-27780,012	29595,5507
3,3	21008,6334	-30232,787	23942,0985
3,4	22083,1393	-27643,647	16714,8516
3,5	16202,0192	-20099,145	9956,21339
3,6	17219,3308	-11267,008	-5664,089
3,7	17668,9656	1081,0705	-11316,792
3,8	20285,2511	20226,0757	-352,57475
3,9	17725,4993	35014,697	1743,60229
4	17400,4705	33221,729	17604,7592
4,1	20806,8587	22234,4486	27713,8549
4,2	20150,3897	13698,1893	17757,4579
4,3	17589,1519	-3747,818	15473,9479
4,4	15467,219	-14958,781	-9149,422
4,5	16194,4433	-19860,11	-23246,856
4,6	15351,241	-25937,607	-43903,94
4,7	16126,4977	-29597,51	-11840,078
4,8	14529,1792	-26019,183	1944,03649
4,9	16083,4904	-31830,55	-32165,41
5	14826,0603	-29594,597	-11235,077
5,1	16210,9546	-23106,042	-8707,051
5,2	19821,3818	-12862,764	-6679,882
5,3	18571,4814	-12409,574	23665,4972
5,4	20640,247	-16269,734	23532,7388
5,5	19503,5356	-4906,962	35789,792
5,6	21926,1163	12075,9237	22067,2287
5,7	17664,464	25682,8787	11056,1948
5,8	15656,9908	27171,974	-199,16959
5,9	17659,6074	27388,1422	-9933,43
6	14759,4291	28941,7704	-34674,97
6,1	13378,9935	19748,3117	-31034,167
6,2	18062,0903	12177,8196	-2559,994
6,3	19752,6873	13269,6787	5978,69128
6,4	19600,8061	9775,79502	25204,9955
6,5	20362,3389	2507,90118	25823,3337
6,6	21239,0461	-7577,262	17760,5067
6,7	20234,2674	-11759,15	19747,9333
6,8	15785,542	-8884,221	954,33243
6,9	17410,477	-12657,677	-33021,41
7	18074,8973	-12992,249	-5311,653
7,1	13514,6283	-11037,346	12639,0417
7,2	20134,2175	-15645,803	-12510,67
7,3	23932,1663	-19748,803	27736,8795
7,4	20529,14	-18832,261	52115,099
7,5	20678,9678	-9886,147	6689,36345
7,6	22096,9705	7904,51858	-25425,449
7,7	8991,32809	16902,8345	8504,22567
7,8	13986,2705	18431,1766	-19265,871
7,9	23340,5985	22326,7438	-34127,63
8	10865,7643	22424,8458	-8514,363
8,1	12698,4931	20498,537	6493,54767
8,2	25967,8893	10377,944	-10684,747
8,3	16300,3201	3847,22986	5425,52545
8,4	7991,8172	-3438,246	1143,92129
8,5	22811,6101	-14351,909	-22984,747
8,6	22223,3441	-21460,581	-6392,651
8,7	11130,7215	-24792,574	20480,9244
8,8	18438,7927	-9720,86	16699,4406
8,9	28665,5494	2901,74325	17593,1327
9	17299,3823	654,19757	18381,2617
9,1	16632,0061	6515,10285	-2661,9069
9,2	20721,6742	14873,7081	-4126,566
9,3	18644,1416	9041,89214	8494,32675
9,4	13049,0215	11971,9032	7804,02422
9,5	22543,8635	17691,7055	-15657,822
9,6	18923,8761	19239,3182	16214,2003
9,7	14913,6862	15764,0034	-11891,81
9,8	17419,1057	-59,7489	-29877,87

SAP2000 v14.0.0 File: VIADOTTO S.ANTONIO 34LIN - RINF PILE 20 CM KN, m, C Units PAGE 1
1/26/16 12.47.17

Hewlett-Packard

TIME HISTORY DATA

CASE Sisma Gr3 - SLV
FUNCTION Joint2129-M3: Joint 2129 Spring Mom R3
FUNCTION Joint2129-M2: Joint 2129 Spring Mom R2
FUNCTION Joint2129-F1: Joint 2129 Spring Force U1

TIME	FUNCTION Joint2129-F1	FUNCTION Joint2129-M2	FUNCTION Joint2129-M3
0	17256,1786	-986,23296	-33,45888
0,1	17288,3803	-824,20516	-322,94177
0,2	17097,2335	-401,49751	-1465,7808
0,3	16879,735	207,94536	-2523,0507
0,4	16888,526	517,37956	-1297,8528
0,5	17491,9502	-254,37276	2594,91584
0,6	17599,8434	-1966,3372	8739,61908
0,7	18121,8714	-4652,92	9122,483
0,8	17576,9211	-6284,744	3939,94873
0,9	17724,5087	-3776,741	3759,9426
1	17229,0768	-1342,1439	3062,49045
1,1	14563,1539	-2736,58	-18639,211
1,2	16132,0465	-4318,621	-19148,854
1,3	16762,5868	-4308,874	-19503,663
1,4	13650,479	-7625,717	-27001,775
1,5	15948,1171	-15090,294	-8763,324
1,6	18409,5856	-18301,361	1929,67721
1,7	17665,7304	-12977,553	-7481,315
1,8	18030,7019	-6416,752	28668,9197
1,9	21271,1442	-5477,449	56508,139
2	21515,7795	-5624,527	28297,1433
2,1	21352,1205	-2471,9424	21343,7961
2,2	19847,9665	3419,64493	26109,1814
2,3	18593,2294	13598,8068	13882,785
2,4	14409,7001	17523,395	-18619,499
2,5	14823,0808	16955,9459	-26057,405
2,6	13376,5499	20451,6952	-7844,405
2,7	16053,1454	23348,0554	-3110,4494
2,8	19968,1077	24000,4221	-19725,916
2,9	14277,5288	20892,3342	-20659,345
3	17473,1771	13027,3618	15198,5844
3,1	19685,0351	5496,73736	-2715,4387
3,2	14554,2293	-4352,308	-25959,813
3,3	16271,4662	-11613,737	-12737,971
3,4	19494,7299	-11789,476	1270,24441
3,5	19836,1827	-11848,261	14401,2997
3,6	16172,0269	-13289,071	20472,4457
3,7	20835,8592	-12244,152	29719,8872
3,8	22528,9933	-3442,442	34278,822
3,9	17283,3584	8570,38605	11377,4612
4	16124,5662	11793,1072	-3015,8204
4,1	17716,1877	8808,90398	-15304,995
4,2	13633,6692	10125,8499	-36596,11
4,3	11895,6035	14852,9804	-45308,02
4,4	18070,6667	14001,4049	-2,83432
4,5	20235,605	13039,9657	16044,6236
4,6	14673,6401	8031,32311	-24862,274
4,7	20764,566	1305,85031	16404,4892
4,8	22904,1832	801,77401	14750,3204
4,9	13432,4783	-3462,476	-15782,419
5	15206,5867	-14593,404	-1525,7585
5,1	21429,1653	-19822,092	-10019,765
5,2	14676,0936	-19870,282	-21817,398
5,3	17576,2202	-26372,676	-2156,8893
5,4	19026,5162	-24274,991	7633,32974
5,5	14771,1085	-11859,276	9900,27106
5,6	17323,1197	-2777,8225	8356,92345
5,7	26584,1748	559,44683	34348,436
5,8	19876,6057	-4398,502	16618,5774
5,9	14110,3419	3064,37878	10203,7221
6	22997,6208	19318,8922	14107,9167
6,1	15637,3563	22556,1125	-6795,357
6,2	12608,4661	28709,2279	3725,08428
6,3	20907,5673	38461,203	37917,276
6,4	21447,2528	33117,703	10399,1567
6,5	12215,2619	18868,7387	-31541,122
6,6	16440,3182	5353,13166	-8922,428
6,7	21483,0606	-9424,94	-2860,9623
6,8	13308,8493	-16862,94	624,33832
6,9	16479,4799	-24565,262	8878,74227
7	22506,2662	-31369,466	3756,43482
7,1	16023,6616	-35021,3	-34453
7,2	13744,0778	-35977,93	-8063,393
7,3	17621,7978	-32427,3	-8713,909
7,4	12735,6825	-24218,272	-19886,27
7,5	16520,9321	-17989,927	7209,19992
7,6	24769,2769	-7119,857	27274,8488
7,7	19960,0018	9990,95295	17295,7214
7,8	16375,3084	18698,4681	25019,1579
7,9	18551,8446	15025,0339	18281,127
8	22746,1806	9371,47842	5020,79269
8,1	13407,5177	10236,6027	-2414,5935
8,2	17066,4685	8366,06393	-4691,913
8,3	19114,1991	12300,2381	-14258,86
8,4	9776,36362	11991,7604	-32509,23
8,5	16266,6205	5571,11218	-24437,22
8,6	17554,0079	-724,49805	-5687,882
8,7	21673,1378	-11757,013	21993,2576
8,8	16561,0528	-11158,786	26795,5674
8,9	22074,8115	-6523,714	6581,73636
9	22227,64	-8025,791	-7423,327
9,1	12925,5575	-4955,701	23773,0987
9,2	22980,3781	-4112,037	32063,904
9,3	17597,3941	-5790,811	-34279,63
9,4	17429,7653	-5654,279	-20502,338
9,5	17747,4654	-3076,1637	32076,978
9,6	20511,9349	4210,40615	-20065,078
9,7	16223,262	4905,31992	23401,3852
9,8	16683,054	-4947,774	7474,21621

9,9	20511,9981	-10961,88	7708,13999	9,9	19336,1804	-8701,994	8439,67444	9,9	22244,6053	-10080,219	-23681,516
10	19125,2485	-20878,574	-12007,516	10	10102,6984	-4704,827	-6448,532	10	21512,6539	-21372,715	4468,94791
10,1	12500,3036	-28338,791	10149,7398	10,1	20336,4929	-455,82191	-34535,6	10,1	16741,9416	-29250,607	19095,0651
10,2	22133,5028	-23889,599	14989,9163	10,2	22041,4586	-814,10561	13279,1892	10,2	19056,2119	-13864,549	2605,32222
10,3	18781,1142	-12020,277	5420,54672	10,3	12457,3738	-2489,7509	18965,7843	10,3	19062,6791	-677,46804	-12418,739
10,4	12371,6975	-4274,373	-2671,7806	10,4	17202,9847	-7529,538	-44620,48	10,4	18618,8612	6461,80775	7482,77032
10,5	22128,8607	-5946,09	35973,102	10,5	23115,8265	-13561,968	-14968,093	10,5	17606,6669	11490,1152	-31223,248
10,6	21435,5352	-470,30142	9544,91942	10,6	11654,6207	-14380,812	40706,433	10,6	19268,1782	5709,24415	-12679,112
10,7	15106,7929	-1185,0827	-4105,633	10,7	15893,2781	-6071,884	5088,18642	10,7	18571,488	2386,44963	38316,649
10,8	21576,4947	901,50303	11390,2716	10,8	32874,832	2354,14908	10810,8601	10,8	22195,3635	7852,807	-8600,602
10,9	19725,1071	14578,1714	8135,89578	10,9	19736,5309	7021,06154	36517,894	10,9	19008,5504	20910,7331	-11821,571
11	19974,0378	29578,2682	1518,07464	11	11866,4833	7677,09168	22631,4234	11	20708,935	34377,86	37551,892
11,1	19213,636	47118,201	1961,91709	11,1	28542,2917	5252,34322	22915,341	11,1	17206,1922	34639,227	12420,9381
11,2	19866,1256	46844,421	20913,3476	11,2	20762,749	7651,11822	27614,6776	11,2	19755,2539	19886,2125	-15702,816
11,3	22433,7526	29820,3551	-869,79405	11,3	7521,53298	11937,8346	-11923,297	11,3	22773,9122	6158,60837	25780,6454
11,4	17561,4906	9213,10692	1635,08424	11,4	21190,6742	10166,5991	-19077,62	11,4	16462,0991	-4997,815	10404,3474
11,5	19906,5266	-9276,094	9218,26459	11,5	23396,9568	5656,4651	-13539,156	11,5	21322,4722	-14135,898	-29650,252
11,6	16047,6059	-26212,815	-24788,307	11,6	7989,76687	-4186,585	-11189,206	11,6	19751,1144	-11690,867	11820,1752
11,7	15417,5375	-26344,061	-32298,38	11,7	16529,9476	-9484,007	-22265,207	11,7	11228,265	-12761,686	13286,3936
11,8	13941,4656	-14040,862	-39439,4	11,8	24258,8399	-7351,87	16054,9911	11,8	22033,0858	-19687,262	-30488,38
11,9	15208,5712	-4931,985	-22452,97	11,9	12148,4918	-12345,095	5926,80206	11,9	19458,8033	-31058,649	-18033,026
12	16213,7871	-3140,1966	1074,32298	12	17328,5649	-14135,592	13928,2768	12	14310,7836	-33939,95	18347,2205
12,1	17371,6786	-6657,169	11721,6775	12,1	28142,7944	-7096,038	17581,2068	12,1	20234,6526	-26359,487	17318,0342
12,2	19404,3454	-22130,4	312,87746	12,2	12686,1917	-3179,203	-26738,222	12,2	24424,6455	-18310,205	-2173,6087
12,3	19411,3038	-28876,177	13658,5487	12,3	10896,3953	1858,9224	-28843,199	12,3	17228,4247	-7971,585	20917,2535
12,4	21908,6807	-20690,825	23757,4148	12,4	20918,2895	2144,36414	-10322,632	12,4	19320,1432	8459,33224	-553,37787
12,5	16143,2714	-11247,661	20687,4416	12,5	13303,2562	9977,59105	-18085,147	12,5	21943,6372	21189,0059	3615,25719
12,6	19125,6457	3586,27039	-5803,178	12,6	12822,8265	21718,654	12336,2016	12,6	17334,7837	22017,8925	43971,321
12,7	16384,196	11291,8803	21616,0411	12,7	28221,132	15030,1817	2825,29069	12,7	17455,4269	21567,9813	-10404,254
12,8	19207,5515	2020,08866	-3914,294	12,8	19981,466	10540,7143	9623,02942	12,8	22086,4347	21178,6686	-24881,383
12,9	20521,0865	928,3702	-15907,192	12,9	15972,9206	12930,2022	21679,5733	12,9	19115,6498	16884,8206	36020,743
13	19823,9892	4529,4121	22256,4866	13	23480,0045	15424,1697	26316,9371	13	15790,2818	12703,3669	1317,19117
13,1	15242,1016	12899,8205	-12290,506	13,1	25177,6665	11261,8835	6557,1823	13,1	20515,4549	9778,5903	-18772,665
13,2	17835,5902	29599,0567	-5710,073	13,2	7407,79633	5512,53437	1886,03551	13,2	14537,2435	5708,18909	6576,20933
13,3	20490,6854	25880,8722	-22628,994	13,3	22335,3324	1915,9547	4997,86587	13,3	12240,5379	-4380,689	-8636,424
13,4	14302,6238	9647,36249	3355,03471	13,4	21036,1966	-6230,735	-4741,64	13,4	20983,1055	-20044,478	-32008,56
13,5	17972,3426	-10580,634	509,24732	13,5	10923,0076	-15159,044	-16805,136	13,5	19703,098	-34887,43	-9074,76
13,6	20253,5288	-27661,613	-3875,292	13,6	10828,0082	-21378,617	-14549,737	13,6	17586,5662	-28301,359	4681,32711
13,7	14727,1543	-25400,17	6393,10115	13,7	21634,4977	-21445,794	-23226,426	13,7	12595,1592	-11259,959	-45713,16
13,8	18306,0135	-19639,08	-373,53901	13,8	14904,3742	-18581,484	-18300,026	13,8	19698,6225	1435,12802	-18693,042
13,9	15135,0992	-16309,399	559,40664	13,9	9929,20703	-11070,537	-1714,773	13,9	15308,4625	13681,7685	20729,4195
14	16861,1365	-4406,193	-1869,1066	14	20615,896	-5349,633	8806,87503	14	15915,4015	6777,25673	13762,4222
14,1	12492,7135	-14,73206	16751,3743	14,1	19447,1902	37,02511	19292,2671	14,1	26909,9266	-4318,001	28219,5878
14,2	20902,7672	-8760,539	-28994,122	14,2	16818,8201	9530,97555	25358,0599	14,2	17687,7084	-7746,599	13899,6258
14,3	17239,9492	-7136,099	26060,1935	14,3	21192,2677	6094,05872	10628,8519	14,3	14683,7596	-6007,699	-9562,174
14,4	13992,4286	3244,77827	1186,96097	14,4	27217,4782	7676,29141	11027,7376	14,4	20072,2977	11614,622	-13761,665
14,5	20275,1418	20886,1241	14371,9354	14,5	14026,9294	14260,0848	18357,8646	14,5	18594,8685	26763,5816	35290,965
14,6	16160,347	32638,033	-1058,9837	14,6	17793,0625	14569,4108	-3493,343	14,6	13827,5979	18742,5928	-14435,249
14,7	13490,3928	18615,9651	-12430,646	14,7	21960,6503	7504,80721	-36388,92	14,7	21447,1959	-7002,396	-25425,835
14,8	19539,8988	-1321,1117	-31838,33	14,8	10649,2364	-4765,324	-20807,09	14,8	21693,942	-33868,76	-4547,174
14,9	12561,0595	-30628,417	1847,14302	14,9	14029,7927	-19564,894	-6148,332	14,9	16949,0372	-48203,33	-23970,306
15	21204,11	-50318,1	16778,7348	15	24569,0025	-26742,395	-24803,309	15	14598,414	-35294,12	8599,00641
15,1	13399,4242	-45607,61	-17129,237	15,1	15123,2129	-31184,53	-22861,938	15,1	20915,8135	-10714,826	-8685,331
15,2	21888,9444	-21392,038	28194,7167	15,2	14039,8302	-30068,77	16034,2587	15,2	14361,3353	15376,9917	-29594,604
15,3	16810,2158	2953,29007	21808,2036	15,3	25082,805	-25229,133	11431,1662	15,3	14380,6945	31941,233	-25518,638
15,4	18864,3738	12867,26	-1971,5305	15,4	22556,855	-15765,191	15286,5353	15,4	20915,1493	22065,8981	23140,4899
15,5	20639,1393	19035,7811	44707,822	15,5	10462,6196	-5642,274	56291,85	15,5	15229,6634	6540,3856	2131,27437
15,6	16941,8104	18304,9857	37587,778	15,6	29114,9844	-6209,212	11877,4511	15,6	15963,181	6039,34519	-9284,795
15,7	16009,948	21357,8344	15822,0211	15,7	20677,3313	2402,43215	-5225,877	15,7	21398,2007	16529,6466	26168,9115
15,8	18594,9404	35649,421	-28532,066	15,8	13942,2567	10601,7303	30101,1399	15,8	23562,072	34019,49	16283,3697
15,9	7715,93129	61466,504	8490,20198	15,9	20496,2133	20314,4667	42610,489	15,9	15135,3609	43291,606	16736,4228
16	17626,8273	67046,936	-23991,247	16	28513,565	29727,4518	-19903,351	16	19926,2085	35923,015	28159,2706
16,1	8905,79034	53377,027	-33720,46	16,1	5695,47865	32333,978	15414,3315	16,1	24058,8636	9442,18852	15650,0459
16,2	13365,1704	20083,2877	-16721,708	16,2	17353,8615	29757,9815	-6237,211	16,2	9575,96276	-27153,993	-7071,239
16,3	15266,1849	-18619,479	38981,53	16,3	18582,831	18150,9186	-46059,55	16,3	19974,4703	-51471,64	4102,46195
16,4	18469,1489	-39741,57	-25965,201	16,4	12494,2198	4146,69897	-48236,65	16,4	22109,2307	-50581,88	25897,3335
16,5	13397,773	-40005,19	2247,50379	16,5	10780,2283	-6037,394	16409,7176	16,5	14333,5862	-36122,21	-19649,352
16,6	14296,4811	-24244,125	18775,0463	16,6	27022,6648	-9258,796	-59,20606	16,6	15310,5829	-6247,986	-16566,725
16,7	17452,7117	-25262,633	-12730,938	16,7	14999,7285	-13251,162	-37125,2	16,7	18388,8611	17738,336	-26464,281
16,8	16187,6909	-34800,39	4081,38376	16,8	10831,6546	-12877,197	-3535,972	16,8	10927,4549	15697,0554	3558,76391
16,9	10175,3036	-47915,32	-9928,265	16,9	23840,3012	-14089,626	23431,7328	16,9	14668,7232	-6815,434	23786,0059
17	21506,2508	-51281,58	-11212,853	17	20582,8428	-12709,596	-28774,072	17	25428,4493	-27936,56	12756,1121
17,1	8482,48889	-42018,61	-34032,5	17,1	7162,89832	-3797,912	20108,5653	17,1	24029,1641	-30684,057	20981,7514
17,2	14366,724	-20852,43	-10411,622	17,2	22782,4213	6484,58821	11860,3383	17,2	12617,7581	-25482,621	10775,7848
17,3	17343,5563	9558,46761	-4257,711	17,3	19802,7878	24306,6948	-7472,146	17,3	23068,9355	-11073,729	33701,665
17,4	10045,8601	32128,431	-49252,02	17,4	12735,7724	25054,5301	35694,186	17,4	17668,8733	922,66928	-1750,4802
17,5	13066,5583	23677,2261	32454,067	17,5	13463,6639	15220,5271	7396,10001	17,5	11511,8698	4527,72348	-17270,749
17,6	24211,5087	-2041,1994	43138,615	17,6	22600,2491	7175,63433	-48385,59	17,6	17865,1962	-998,3571	-20946,791
17,7	16260,1363	-10491,498	1623,4056	17,7	6213,80497	-2918,1019	7863,90037	17,7	14696,5455	-9268,902	-37709,18
17,8	14829,7184	-8767,495	-11276,444	17,8	16630,3232	-11084,116	4874,28945	17,8	14667,6378	-13421,518	-7046,896
17,9	12089,616	908,6359	12879,0834	17,9	18909,3682	-13827,038	-8558,543	17,9	12267,3018	4677,68787	-4847,493
18	17964,2398	12923,5263	24248,7201	18	15190,3985	-13836,278	10474,0055	18	14448,6056	34201,457	12352,6213
18,1	15424,3848	19687,9369	1770,94149	18,1	10732,447	-347,34317	27986,2347	18,1	19457,2272	51942,328	18460,8973
18,2	10721,0865	20640,7398	-11820,481	18,2	27928,4885	12034,3148	-10329,73	18,2	20324,9512	49354,266	34278,448
18,3	16614,5473	11434,641	9658,8703	18,3	15057,3287	10876,5962	38647,608	18,3	20652,0576	17192,1538	-1146,4572
18,4	15278,3956	4879,66821	-68877,87	18,4	14789,3533	9839,86894	32979,874	18,4	13495,3128	-20311,273	7264,50895
18,5	8477,34058	3139,24026	-5785,898	18,5	23157,2354	6914,76005	814,49976	18,5	16418,9282	-33226,15	4319,64303
18,6	26047,9839	4736,86464	41141,014	18,6	22951,2725	-1021,7334	-25872,845	18,6	14909,93	-19018,919	-30248,663
18,7	17287,1005	8954,26065	19709,5669	18,7	8630,40188	2563,69982	20980,9613	18,7	14652,594	6127,93059	-37132,73
18,8	22382,5218	13983,6799	-2356,7402	18,8	15803,9679	6731,06475	-12840,128	18,8	15513,7089	26657,5951	15886,6157
18,9	16179,0214	6093,50079	15854,5381	18,9	19280,2347	4248,35481	-42525,21	18,9	17764,7772	34111,158	-2465,9995
19	26492,548	-9025,496	13964,6367	19	9971,58305	-6350,001	-9464,347	19	15390,1265	19366,0004	-28431,587
19,1	18449,0393	-23892,972	5809,46933	19,1	8585,35797	-19229,098	-16633,259	19,1	16133,9497	-7289,348	14389,1639
19,2	12416,2854	-29855,403	-21671,544	19,2	28496,187	-13116,661	1004,52254	19,2	17554,4131	-17739,465	-1260,7117
19,3	22132,5191	-12704,993	-8901,731	19,3	15123,8075	8913,27657	45337,768	19,3	19155,4282	-5686,549	71105,248
19,4	16741,348	8035,07267	1373,40039	19,4	13561,9989	30688,2617	25965,1051	19,4	24905,1914	21564,9819	38586,66
19,5	18217,7062	20743,4515	-13284,564	19,5	20797,6636	45046,917	-6336,592	19,5	12863,9675	40328,729	-15965,31
19,6	23490,9923	22975,0519	23148,2214	19,6	14984,9766	41226,777	-34055,2	19,6	17434,544	31163,8688	-11477,023
19,7	15010,7236	12134,0683	6623,24617	19,7	3343,11169	27607,8567	22561,2984	19,7	16026,3964	5339,60863	-11988,108
19,8	16603,7461	-11139,015	-1600,0714	19,8	22994,6029	10769,9432	-44783,06	19,8	13043,1882	-23474,072	-2934,5557
19,9	16276,1878	-32320,56	-24966,488	19,9	16518,6074	-7870,736	-24054,967	19,9	14800,6306	-47133,09	-29613,059
20	15911,6224	-37016,2	-54974,4	20	11016,9512	-21746,172	903,72585	20	14079,3577	-48490,26	-19143,892
20,1	12151,5519	-25077,247	-14998,109	20,1	16586,3426	-27517,256	11078,8643	20,1	14309,3658	-36329,63	-44007,16
20,2	19145,325	-4941,384	-14905,377	20,2	27021,5842	-31276,962	3168,88239	20,2	10476,3203	-17780,008	-21751,387
20,3	17193,4062	7675,62042	2600,90634	20,3	9951,46093	-36477,54	36904,334	20,3	23200,5095	-10186,917	6909,98872
20,4	15423,5613	7680,92745	-358,9709	20,4	21313,5675	-42276,61	1732,57214	20,4	14124,1345	-17855,056	-11609,574
20,5	20682,1278	4954,16182	35119,761	20,5	23827,2504	-46992,5	3103,84127	20,5	11075,0761	-30945,725	-42422,04
20,6	25000,2231	5000,99996	33524,581	20,6	14361,5314	-52002,72	12167,8796	20,6	20577,866	-30096,27	-9135,996
20,7	18065,5363	2483,06438	16015,9942	20,7	13769,9957	-44507,78	-16890,802	20,7	14346,9308	-1248,3777	-1140,9818
20,8	16760,1969	562,61304	4032,1978	20,8	25069,8103	-27591,204	-14149,934	20,8	17736,7378	37091,706	-4032,418
20,9	23808,8037	443,39681	9389,56411	20,9	12982,7601	-10781,692	-1381,993	20,9	23276,9226	50273,69	31354,6724
21	14663,071	894,86951	6904,8031	21	14278,5443	4687,53249	-11277,145	21	14054,6361	39860,069	-1539,7076
21,1	13832,8442	1617,8067	-3749,382	21,1	22685,3928	12019,6352	-8937,22	21,1	12969,4047	10655,301	34075,729
21,2	19158,2876	2564,10193	-27932,599	21,2	25248,1702	20056,5074	25903,3256	21,2	19543,0096	-20485,247	2417,41263
21,3	16044,3859	1667,1744	-18585,318	21,3	11083,106	28408,7299	33623,361	21,3	20490,2392	-25487,032	25977,4327

21,4	12235,0467	1549,36558	10426,1139	21,4	23177,9142	23723,3088	-19025,63	21,4	14037,1481	-6105,022	1432,59412
21,5	22447,534	7072,7423	-5350,01	21,5	21210,6944	24277,8359	5927,72536	21,5	15618,4653	18463,0824	-12881,125
21,6	18226,5574	11795,4782	47837,269	21,6	11749,1021	29688,4438	-3887,091	21,6	18164,0317	33287,625	12092,3653
21,7	17127,922	12543,6783	25811,6672	21,7	16230,544	17497,8561	-7081,604	21,7	6926,62491	22524,9131	-28664,569
21,8	20852,2257	499,63593	8351,62519	21,8	22057,9127	2634,67585	-24148,808	21,8	18168,331	2269,2876	10875,7038
21,9	17044,456	-16255,353	-20573,708	21,9	7471,61227	-2368,055	-5940,708	21,9	23890,3836	-21513,82	23329,4599
22	10173,0634	-27410,386	-21219,995	22	13829,3339	-5316,562	-29556,657	22	14079,1714	-31444,536	15895,8471
22,1	15567,0828	-24594,68	-27889,839	22,1	26654,7206	-662,48996	1005,58535	22,1	18262,0012	-13804,649	-6189,171
22,2	18194,951	-9487,542	-26682,979	22,2	14464,0248	4531,03507	36444,003	22,2	18986,691	8307,96596	14884,408
22,3	13591,9251	3289,37338	1383,02698	22,3	19473,9762	9954,12392	-2417,2993	22,3	12058,3805	16000,204	999,72392
22,4	19247,3435	12465,8016	-34346,66	22,4	28480,1727	9038,54429	16437,7474	22,4	10530,1249	5266,18345	-22152,408
22,5	25914,5557	13703,7584	29830,8352	22,5	15302,9456	-8199,007	17875,6887	22,5	16361,4934	-16589,058	-50622,48
22,6	19585,9968	5672,33631	23201,7752	22,6	12627,8296	-25697,049	16468,585	22,6	11250,1292	-29017,446	-38009,9
22,7	20312,829	3528,59385	14871,7181	22,7	28346,6395	-28669,262	-4384,697	22,7	9045,43563	-18684,884	-9113,78
22,8	25413,1168	5494,88922	21856,6051	22,8	12968,7206	-22231,04	8035,69096	22,8	17366,3723	9068,5255	111,285
22,9	24797,7735	6449,42424	12633,6851	22,9	13110,2094	-11962,84	-26416,437	22,9	12500,706	37869,4	11652,2915
23	13815,8595	12613,8411	6301,87369	23	20406,0555	-409,08902	-15129,603	23	17075,2614	42518,151	1687,19214
23,1	22198,6849	9736,33752	-32609,49	23,1	16585,072	10036,0233	1756,21599	23,1	19976,9326	25029,9166	43582,503
23,2	15653,0402	-1324,9211	-1801,1057	23,2	8427,9706	16431,49	-19975,507	23,2	24478,8141	3729,436	22515,212
23,3	19755,9594	-11818,229	-20282,355	23,3	20685,8628	19173,0979	-5664,235	23,3	11299,8024	-17378,224	19214,1647
23,4	13289,8174	-22397,479	-19172,701	23,4	20856,4329	19763,1951	10467,4267	23,4	18467,3329	-23356,368	16470,6143
23,5	20623,5201	-17610,207	-17795,544	23,5	15822,6213	21876,2452	24074,9389	23,5	16714,945	-10496,197	-13761,341
23,6	20855,4676	-5067,112	35104,708	23,6	16020,5343	18953,402	4546,11432	23,6	7940,06765	7910,42817	-24422,461
23,7	14490,2118	7122,98005	-9918,705	23,7	27161,9776	10536,2098	17565,6406	23,7	18268,7418	17517,0239	-6187,966
23,8	25452,3719	15602,7207	9122,40621	23,8	9922,0083	1105,09113	5474,8927	23,8	15149,7815	9414,17543	-21662,87
23,9	17314,5846	13302,6023	22116,8886	23,9	13524,2224	-8843,431	-18715,03	23,9	10605,5552	-5460,491	-29403,403
24	16705,0073	7326,49162	-6967,353	24	24823,1704	-21477,026	250,7052	24	12632,2329	-15615,586	-717,59555
24,1	21562,5396	-1023,3784	6399,36538	24,1	13144,7671	-25035,186	-30599,926	24,1	22766,908	-17777,169	9446,12997
24,2	17411,196	-9005,011	-16054,558	24,2	10133,0097	-20023,959	1582,89225	24,2	16408,5129	-7777,822	10006,3205
24,3	19296,0197	-4625,018	-6240,689	24,3	22273,2864	-9820,65	-19584,417	24,3	15041,7432	8074,97767	12712,1866
24,4	19171,0422	1932,22687	-31887,05	24,4	17007,1514	9391,67556	-5705,722	24,4	25273,6556	15243,7903	31421,0569
24,5	20290,4009	2403,85373	523,3205	24,5	10326,857	19721,2019	3706,7342	24,5	15129,4444	11623,7513	1595,35257
24,6	18306,696	27,5581	23019,415	24,6	23613,0644	18174,5337	20341,9401	24,6	16427,3937	-2666,7423	7268,45642
24,7	23384,5076	-7307,83	1431,98855	24,7	24026,3506	17422,2702	6678,05412	24,7	14505,9068	-17123,129	-84,23589
24,8	23926,2285	-12077,059	23580,9918	24,8	8079,92631	12597,0752	-5057,154	24,8	14145,0304	-17284,046	-20753,683
24,9	17964,7099	-11314,161	7021,40564	24,9	18653,7413	8961,79488	2445,37569	24,9	13379,2983	-4962,397	-10131,316
25	18495,3911	-3565,318	-1713,6598	25	24117,014	12634,2039	-14282,051	25	14479,8936	13836,0836	-14321,632
25,1	25383,3328	7768,8223	-8252,16	25,1	7089,78782	9071,38748	-239,96954	25,1	20349,1525	22101,0842	13383,6384
25,2	12709,0268	12758,2871	1859,50788	25,2	14431,6912	6241,96214	4777,66836	25,2	14762,0009	13126,4763	8905,80964
25,3	16387,8917	13330,33	-12717,061	25,3	25237,0987	655,32358	-8502,422	25,3	16988,7454	-1299,25	17333,4321
25,4	21556,7947	6737,61706	15961,3553	25,4	9839,14342	-17627,043	-16854,325	25,4	20651,0732	-15991,611	-10009,121
25,5	20132,5439	-517,94316	-2505,7892	25,5	11078,8571	-19203,063	16153,2307	25,5	14769,9147	-19344,698	-1000,7266
25,6	15588,9224	-4351,329	26544,6305	25,6	25859,9122	-12661,893	17797,9268	25,6	19536,2949	-5451,687	11305,945
25,7	22665,5578	-6452,953	11607,5166	25,7	13435,2823	-9769,132	-18624,847	25,7	17020,1208	13732,978	-10285,173
25,8	19436,9188	-3327,937	-3341,875	25,8	8897,13314	3956,136	12420,7389	25,8	15264,033	23417,7557	-20451,952
25,9	12967,9607	511,71894	11327,345	25,9	26501,2614	10473,0975	2368,74076	25,9	17512,4002	14414,4337	-5095,606
26	16608,7601	976,52026	-27746,142	26	17350,5108	9510,79628	-7217,091	26	16240,7584	-2125,9805	7150,4338

	2129 Gr1 - SLV - pila 5sx				2129 Gr2 - SLV - pila 5sx				2129 Gr3 - SLV - pila 5sx		
ax	26492,548	67046,936	47837,269	max	32874,832	53593,359	56291,85	max	26909,9266	51942,328	71105,248
in	7715,93129	-51281,58	-68877,87	min	3343,11169	-52002,72	-48385,59	min	6926,62491	-51471,64	-50622,48

Le sollecitazioni massime fra tutti i sei gruppi vengono riportate di seguito:

	N	|M1|	|M2|
max gruppi	36365,79	68138,80	71105,25
min positivo gruppi	2957,91	-55591,95	-68877,87
		M1	M2
min negativo gruppi	-714,17	16070,92	5782,05

4.9 Verifiche

Come indicato al §8.3 della NTC, la valutazione della sicurezza (in termini di resistenza) e la progettazione degli interventi sulle costruzioni potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU e più precisamente rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC). Nei casi di ponti esistenti, dove viene applicata la strategia dell'isolamento sismico, effettuando la verifica di resistenza allo SLV in linea generale deve essere sempre eseguita la verifica della capacità di spostamento degli isolatori allo SLC come prevede la tabella C7.1.1,

il punto 7.10.6.2.1 e il punto 7.10.6.2.2. A tal proposito, infatti, la norma prevede in generale per gli SLV:

- verifica di resistenza della sottostruttura
- verifica di resistenza della sovrastruttura (per gli edifici)
- verifica di resistenza del sistema d'isolamento e verifica di elasticità delle parti dei dispositivi non impegnate nella funzione dissipativa, ad esempio gli elementi di connessione alla struttura come bulloni, piastre varie, piastre a cui sono attaccate le superfici di scorrimento degli isolatori in acciaio-PTFE, il cilindro e lo stelo di un dispositivo viscoso, tutti gli elementi costruttivi e le connessioni di un dispositivo perfettamente elastico-plastico ad esclusione degli elementi dissipativi (metallici o altro). In sostanza tali parti, nelle condizioni di massima sollecitazione, devono rimanere in campo elastico nel rispetto delle norme relative ai materiali di cui sono costituite e comunque con un coefficiente di sicurezza almeno pari a 1,5.
- verifica degli spostamenti per le connessioni (strutturali e non) delle costruzioni di classe d'uso IV, in particolare per gli impianti degli edifici di classe d'uso IV che devono mantenere la loro piena funzionalità anche dopo in terremoto violento quindi assorbire gli spostamenti relativi in assenza di danni.
- assenza di martellamento fra strutture contigue. In tal caso fra sovrastruttura e sovrastruttura, la quale è separata sia longitudinalmente che trasversalmente, e tra sovrastruttura e spalle.

  La norma al punto §7.2.2 – NTC prevede infatti: "*La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare). Particolare attenzione va posta al dimensionamento dei distacchi se le costruzioni hanno apparecchi di isolamento sismico tenendo in conto le indicazioni riportate nel § 7.10.4 e nel § 7.10.6*".

  Mentre al punto §7.10.4.4 – NTC*: "Adeguato spazio deve essere previsto tra la sovrastruttura isolata e il terreno o le costruzioni*

circostanti, per consentire liberamente gli spostamenti sismici in tutte le direzioni.

Per i ponti, i giunti di separazione tra le diverse porzioni di impalcato e tra l'impalcato e la sottostruttura devono essere dimensionati in modo da permettere il corretto funzionamento del sistema d'isolamento, senza impedimenti al libero spostamento delle parti isolate".

mentre per gli SLC si hanno le seguenti verifiche:

- verifica della capacità di spostamento dei dispositivi per terremoti allo SLC. [§7.10.6.2.2 – NTC]: *"I dispositivi del sistema d'isolamento debbono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti d2, valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per lo SLC. Nel caso di sistemi a comportamento non lineare, allo spostamento ottenuto con l'azione sismica detta, occorre aggiungere il maggiore tra lo spostamento residuo allo SLD e il 50% dello spostamento corrispondente all'annullamento della forza, seguendo il ramo di scarico a partire dal punto di massimo spostamento raggiunto allo SLD"*.
- verifica degli spostamenti delle connessioni del gas e di altri impianti pericolosi (nel caso di edifici)

Tabella C7.1.I - Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso.

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x
SLC	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x
	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x

Nel caso studio, concentrando l'attenzione sul telaio dell'allineamento 5, sono state affrontate le seguenti verifiche:

- verifica di resistenza della sottostruttura allo SLV (pulvino, pile, plinti e pali), con i valori di γM utilizzati per le costruzioni non isolate [§ 7.10.6.2.1 - NTC 2008].
- verifica di resistenza del sistema d'isolamento allo SLV: verifica dei dispositivi antisismici nei confronti del carico verticale (compressione e trazione) e del carico orizzontale.
- Assenza di martellamento fra impalcato e impalcato, trasversalmente all'asse del viadotto. Le verifiche di assenza di martellamento longitudinali, tra impalcato e impalcato e tra sovrastruttura e spalle, non sono state affrontate nel presente lavoro ma, per una maggiore completezza, sono state descritte nel successivo capitolo delle conclusioni.
- Verifica allo stato limite di servizio. Gli isolatori elastomerici costituendo una doppia funzionalità, quella antisismica ma anche quella di semplici appoggi è stata effettuata una verifica allo stato limite di servizio, ovvero SLE non sismico, considerando le forze di accelerazione/frenamento.

Ricordando, come già visto, che:

- *"La sovrastruttura e la sottostruttura si devono mantenere sostanzialmente in campo elastico. Per questo la struttura può essere progettata con riferimento ai particolari costruttivi della zona 4, con deroga, per le strutture in c.a., a quanto previsto al § 7.4.6* (ovvero i dettagli costruttivi in zona sismica) [§ 7.10.2 - NTC 2008].
- "*gli effetti sulla struttura sono rappresentati dai valori medi degli effetti più sfavorevoli ottenuti dalle analisi, se si utilizzano almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi, dai valori più sfavorevoli degli effetti, in caso contrario.*"
  [§ 7.3.5 - NTC 2008]

dai relativi diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione, ricavati da ogni gruppo, si devono determinare le combinazioni di valori più sfavorevoli delle caratteristiche caso per caso e rispetto alle stesse effettuare le relative verifiche.
Per le pile, ad esempio, saranno considerati, cautelativamente, le sollecitazioni massime in assoluto raggiunte da tutte e tre gruppi, anche se in realtà si sviluppano in

momento diversi (e quindi passi diversi). Per le verifiche delle fondazioni, invece, sono stati considerati i passi più sfavorevoli forniti dal programma di calcolo, con le combinazioni più critiche.

4.9.1 Verifiche di resistenza allo SLV del pulvino

Nel seguito si riportano le verifiche a presso/tenso flessione deviata e a taglio del pulvino e più precisamente i diagrammi delle sollecitazioni insieme alle resistenze. Inoltre vengono riportati il dettaglio delle verifiche per tre sole sezioni caratteristiche: quella di mezzeria e quelle d'incastro pulvino-pila (interna ed esterna) con i relativi valori delle sollecitazioni nelle successive tabelle.

Saranno indicati con "1" l'asse del pulvino, "2" l'asse verticale ortogonale ed infine con "3" l'asse orizzontale ortogonale.

4.9.1.1 Verifica a presso/tenso flessione deviata

I diagrammi del momento sollecitante e resistente nelle due direzioni:

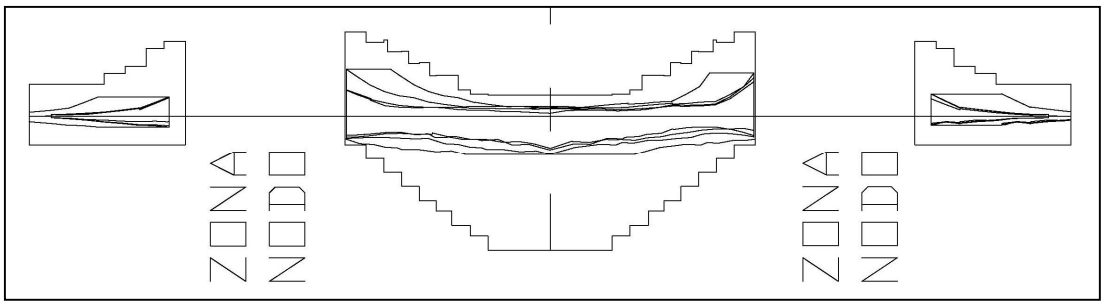


Figura 4-90: Diagramma M3 sollecitante e resistente

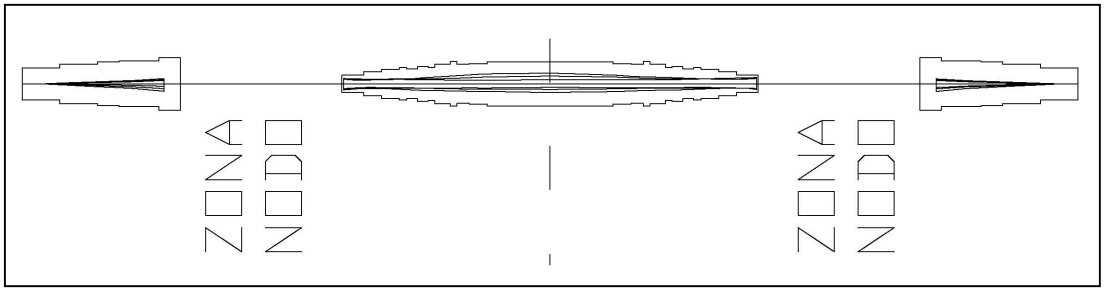


Figura 4-91: Diagramma M2 sollecitante e resistente

Nelle successive tabelle invece vengono riportati le sollecitazioni nella zona d'incastro e in mezzeria, considerando per lo sforzo normale la situazione più critica, ovvero quella di massima trazione pari a 2100 kN:

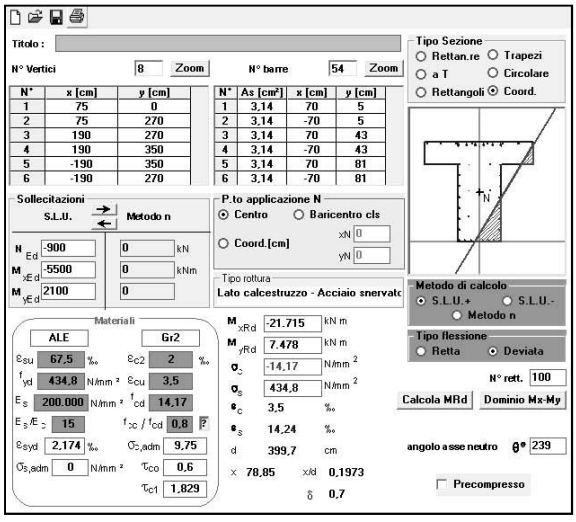
INCASTRO PULVINO-PILA 5 ESTERNO						
	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
max	922,30	6313,50	621,80	826,83	210,10	302,00
min	-908,70	-4868,60	-928,90	-812,67	-144,60	-627,50
	- compres					
	+ traz					

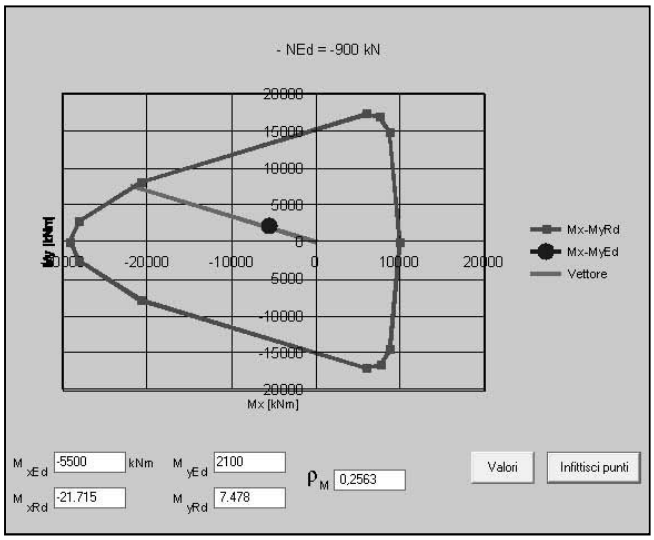
INCASTRO PULVINO-PILA 5 INTERNO						
	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
max	2013,40	5949,00	1039,70	826,83	1679,00	6141,11
min	-2202,20	-5144,10	-1409,80	-812,67	-1489,00	-13196,11
	- compres					
	+ traz					

MEZZERIA PULVINO 5						
	P	V2	V3	T	M2	M3
	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
max	1836,00	5491,70	367,22	597,10	2386,94	10809,54
min	-1761,80	-6015,00	-333,08	-465,28	-2977,21	-2329,91
	- compres					
	+ traz					

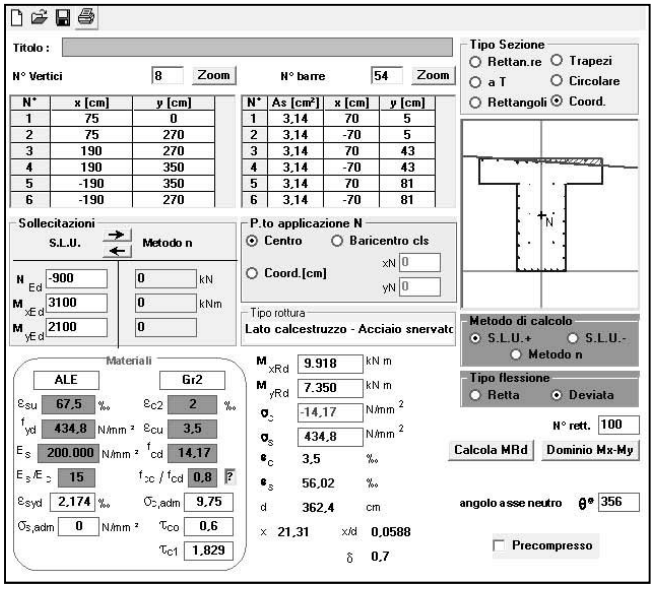
Di seguito si riportano le verifiche del pulvino nelle sezioni più significative ovvero quella d'incastro interna, d'incastro esterna e quella di mezzeria. Le verifiche sono state effettuate tramite il programma "VcaSlu" del Prof. Gelfi. Si riporta una schermata del programma e il relativo diagramma d'interazione per ogni sezione verificata.

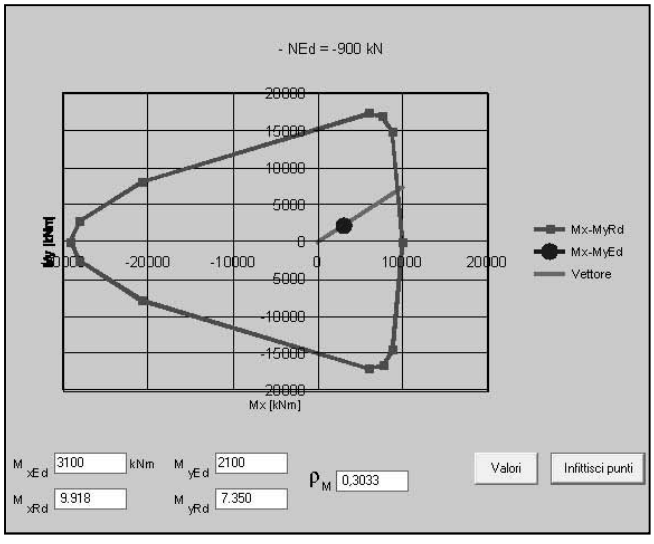
4.9.1.1.1 Sezione d'incastro esterna a momento negativo



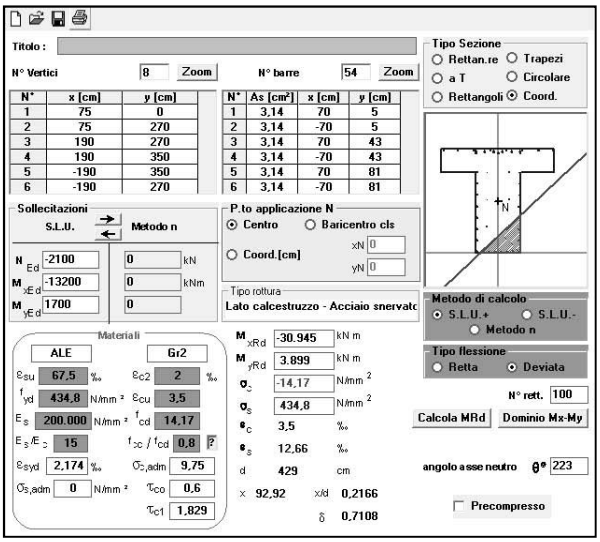


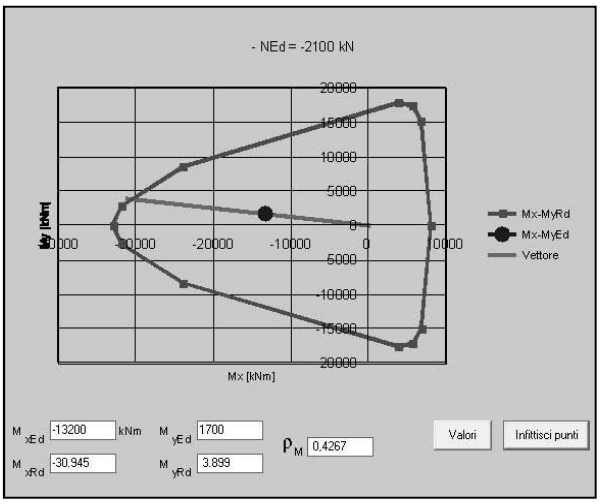
4.9.1.1.2 Sezione d'incastro esterna a momento positivo



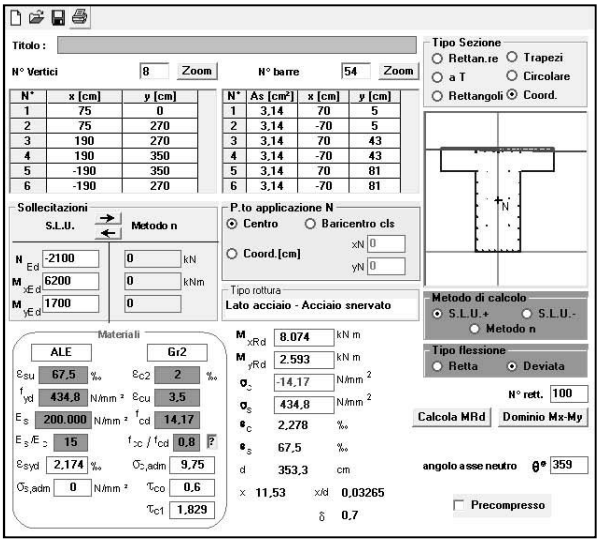


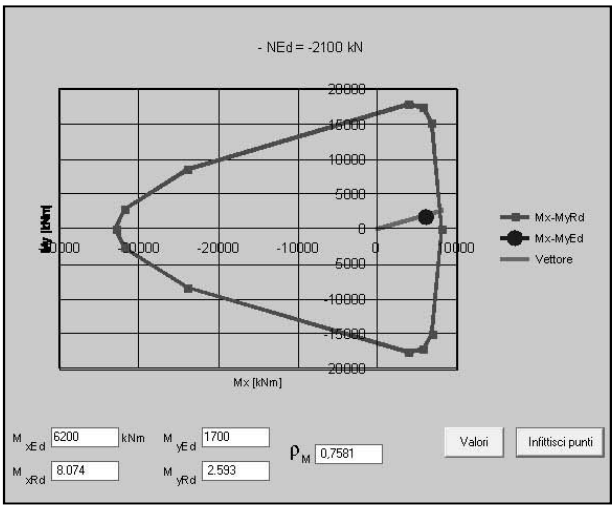
4.9.1.1.3 Sezione d'incastro interna a momento negativo



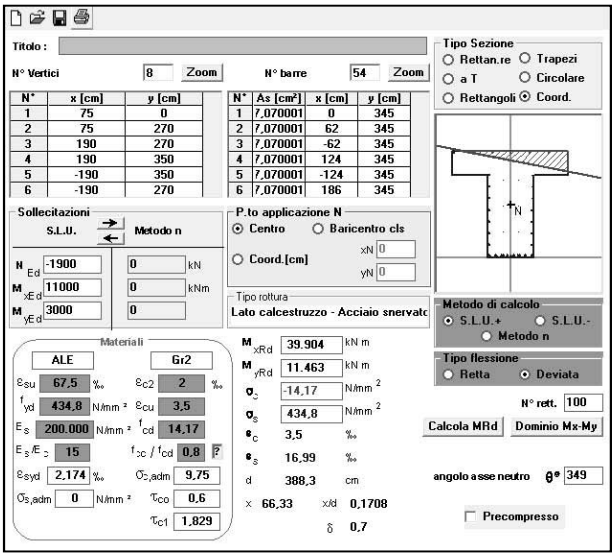


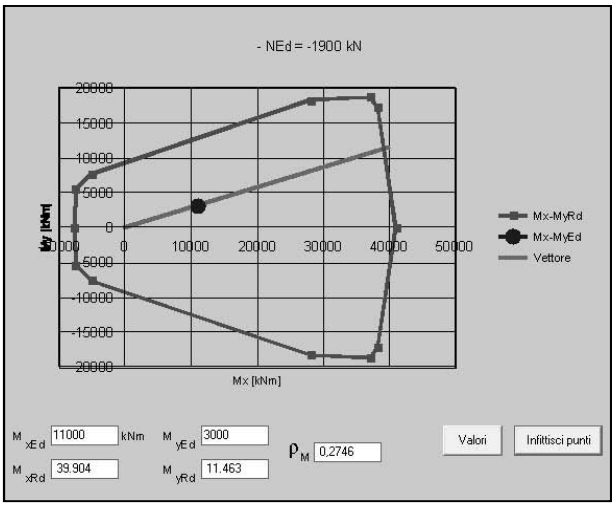
4.9.1.1.4 Sezione d'incastro interna a momento positivo



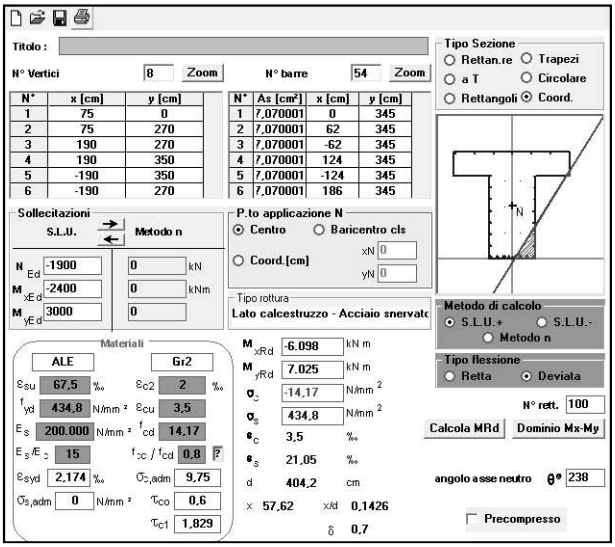


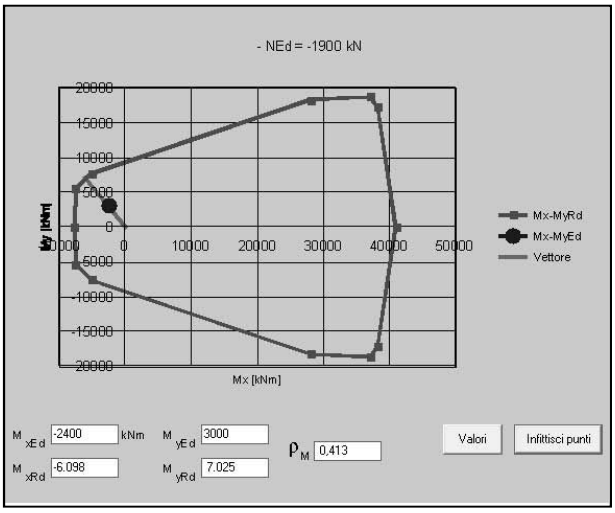
4.9.1.1.5 Sezione di mezzeria a momento positivo





4.9.1.1.6 Sezione di mezzeria a momento negativo





4.9.1.2 Verifica a taglio

I ferri piegati sono una tipologia di armatura che veniva utilizzata in passato e nasce dalla considerazione che la risultante delle tensioni di trazione può essere assorbita da ferri inclinati di 45°. Poiché la messa in opera dei ferri di parete risulta onerosa e in considerazione del fatto che oggi le strutture devono essere progettate in conformità con le prescrizioni antisismiche, i ferri piegati oggi non vengono più utilizzati a meno che essi non vengano disposti in modo “incrociato”, infatti il sisma può agire in più direzioni. Oggi le armature a taglio sono costitutite da sole staffe.

Trascurando l’effetto delle barre piegate che, in tal caso, lavorerebbero solo in un senso nei confronti del sisma e considerando solo le staffe si riporta nella figura

sottostante il diagramma del taglio sollecitante e di quello resistente dell'intero pulvino e successivamente le verifiche, mediante il "*metodo dell'inclinazione variabile del traliccio*" proposto dalle NTC, lungo le due direzioni nelle tre sezioni caratteristiche: incastro interno, incastro esterno e in mezzeria.

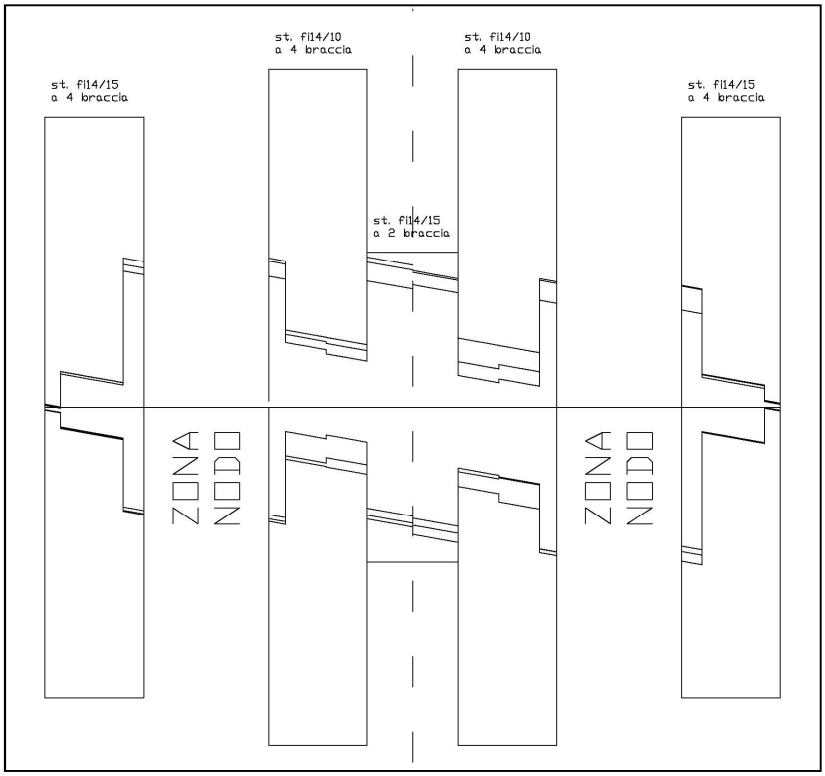


Figura 4-92: Taglio sollecitante e resistente lungo 2

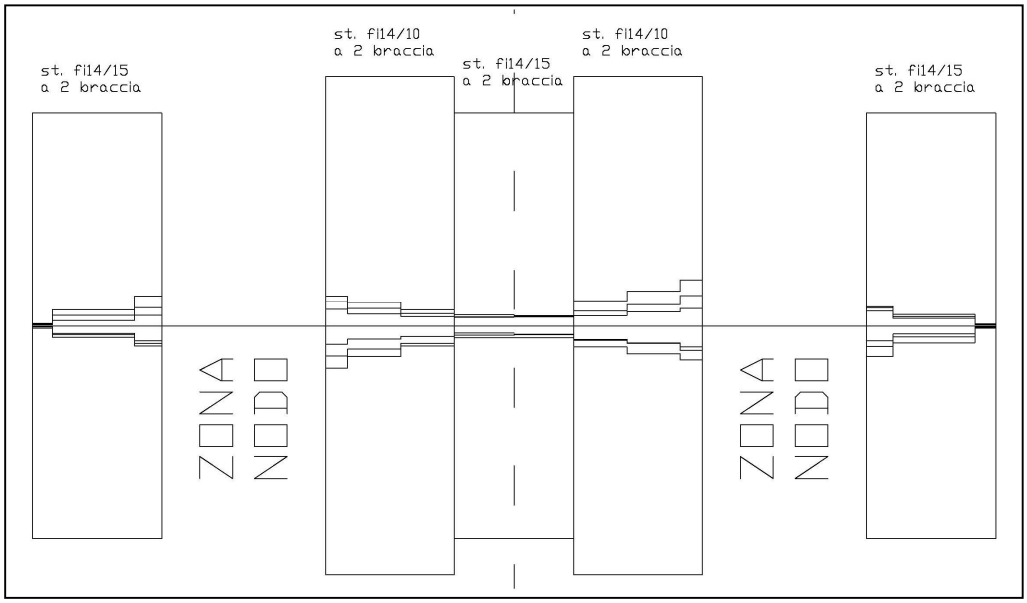
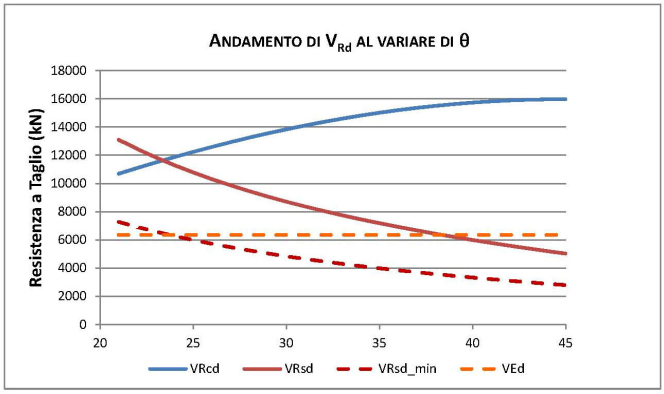


Figura 4-93: Taglio sollecitante e resistente lungo 3

Si riportano nei paragrafi a seguire il dettaglio delle verifiche con i dati, la verifica e il diagramma della resistenza a taglio in funzione dell'inclinazione del puntone θ.

4.9.1.2.1 Sezione d'incastro esterna lungo 2

DATI	
bw	1500 mm
b	1500 mm
A	5250000 mm^2
h	3500 mm
d	3480 mm
R_{ck}	30 MPa
fck	24 MPa
f_{cd}	13,60 MPa
f'_{cd}	6,80 MPa
ϕ	14 mm
n. bracci	4
A_{st}	615,75 mm^2
s	150 mm
f_{yd}	391 MPa
V_{Ed}	6350 kN
N_{Ed}	-900 kN
σ_{cp}	-0,171 MPa
α_c	1



ARMATURA MINIMA NTC 2008		
$(A_{st}/1\ m)_{min}$	2250	mm^2/m
$s_{\_max}$	333,33	mm
ELABORAZIONI NTC 2008		
s_{max_TOT}	270	mm

NOTA: I dati vanno inseriti nelle caselle blu

VERIFICHE DI SICUREZZA			
cot(θ)	V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rd} (kN)
2,314066	11632,92	11632,92	11632,92
VERIFICA SODDISFATTA			

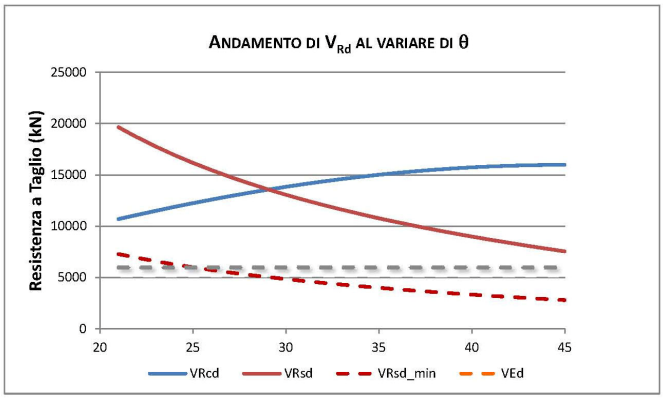
$$V_{Rcd} = \frac{0,9d\ b\ \alpha_c f'_{cd} \cot\theta}{1+\cot^2\theta}$$

$$V_{Rsd} = 0,9d \frac{A_{st}}{s} f_{yd} \cot\theta$$

$$V_{Rsd,min} = 0,9d \left(\frac{A_{st}}{s}\right)_{min} f_{yd} \cot\theta$$

4.9.1.2.2 Sezione incastro interna lungo 2

DATI	
bw	1500 mm
b	1500 mm
A	5250000 mm^2
h	3500 mm
d	3480 mm
R_{ck}	30 MPa
fck	24 MPa
f_{cd}	13,60 MPa
f'_{cd}	6,80 MPa
ϕ	14 mm
n. bracci	4
A_{st}	615,75 mm^2
s	100 mm
f_{yd}	391 MPa
V_{Ed}	6000 kN
N_{Ed}	-2100 kN
σ_{cp}	-0,400 MPa
α_c	1



ARMATURA MINIMA NTC 2008		
$(A_{st}/1\ m)_{min}$	2250	mm^2/m
$s_{\_max}$	333,33	mm
ELABORAZIONI NTC 2008		
s_{max_TOT}	270	mm

$$V_{Rcd} = \frac{0,9d\ b\ \alpha_c f'_{cd} \cot\theta}{1+\cot^2\theta}$$

$$V_{Rsd} = 0,9d \frac{A_{st}}{s} f_{yd} \cot\theta$$

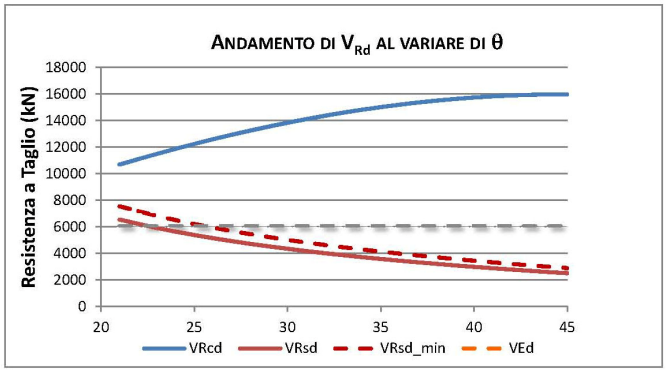
$$V_{Rsd,min} = 0,9d \left(\frac{A_{st}}{s}\right)_{min} f_{yd} \cot\theta$$

NOTA: I dati vanno inseriti nelle caselle blu

VERIFICHE DI SICUREZZA			
cot(θ)	V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rd} (kN)
1,799055	13565,91	13565,91	13565,91
VERIFICA SODDISFATTA			

4.9.1.2.3 Sezione mezzeria lungo 2

DATI		
bw	1500	mm
b	1500	mm
A	5250000	mm^2
h	3500	mm
d	3480	mm
R_{ck}	30	MPa
fck	24	MPa
f_{cd}	13,60	MPa
f'_{cd}	6,80	MPa
ϕ	14	mm
n. bracci	2	
A_{st}	307,88	mm^2
s	150	mm
f_{yd}	391	MPa
V_{Ed}	6100	kN
N_{Ed}	-1900	kN
σ_{cp}	-0,362	MPa
α_c	1	



ARMATURA MINIMA NTC 2008		
$(A_{st}/1\ m)_{min}$	2250	mm^2/m
$s_{\_max}$	333,33	mm
ELABORAZIONI NTC 2008		
s_{max_TOT}	130	mm

$$V_{Rcd} = \frac{0,9d\ b\ \alpha_c f'_{cd} \cot\theta}{1+\cot^2\theta}$$

$$V_{Rsd} = 0,9d \frac{A_{st}}{s} f_{yd} \cot\theta$$

$$V_{Rsd,min} = 0,9d \left(\frac{A_{st}}{s}\right)_{min} f_{yd} \cot\theta$$

NOTA: I dati vanno inseriti nelle caselle blu

VERIFICHE DI SICUREZZA			
cot(θ)	V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rd} (kN)
2,5	11016	6283,81	6283,812
VERIFICA SODDISFATTA			

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate, oltre la lunghezza d'ancoraggio, di una misura pari a [§4.1.2.1.3.2 – NTC08],:

$$a1 = 0{,}9 \cdot d \cdot (ctg\vartheta - ctg\alpha)/2 \geq 0$$

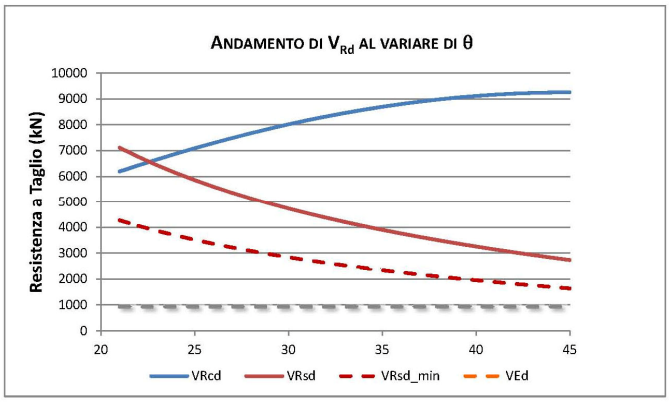
Incastro esterno $ctg\theta$ = 2,3: $a1$ = 2 m per incastro esterno

Incastro interno $ctg\theta$ = 1,8: $a1$ = 1,25 m per incastro interno

Mezzeria $ctg\theta$ = 2,5: $a1$ = 2,4 m per mezzeria

4.9.1.2.4 Sezione d'incastro esterna lungo 3

DATI		
bw	800	mm
b	800	mm
A	3040000	mm^2
h	3800	mm
d	3780	mm
R_{ck}	30	MPa
fck	24	MPa
f_{cd}	13,60	MPa
f'_{cd}	6,80	MPa
ϕ	14	mm
n. bracci	2	
A_{st}	307,88	mm^2
s	150	mm
f_{yd}	391	MPa
V_{Ed}	950	kN
N_{Ed}	-900	kN
σ_{cp}	-0,296	MPa
α_c	1	



ARMATURA MINIMA NTC 2008		
$(A_{st}/1\ m)_{min}$	1200	mm^2/m
s_{max}	333,33	mm
ELABORAZIONI NTC 2008		
s_{max_TOT}	250	mm

$$V_{Rcd} = \frac{0{,}9d\ b\ \alpha_c f'_{cd} \cot\theta}{1+\cot^2\theta}$$

$$V_{Rsd} = 0{,}9d\frac{A_{st}}{s} f_{yd} \cot\theta$$

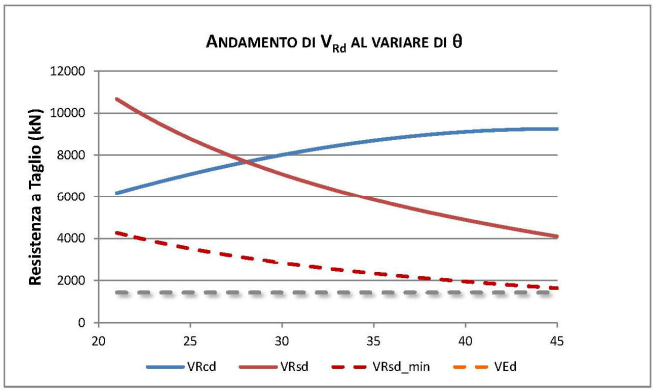
$$V_{Rsd,min} = 0{,}9d\left(\frac{A_{st}}{s}\right)_{min} f_{yd} \cot\theta$$

NOTA: I dati vanno inseriti nelle caselle blu

VERIFICHE DI SICUREZZA			
cot(θ)	V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rd} (kN)
2,403864	6563,048	6563,05	6563,048
VERIFICA SODDISFATTA			

4.9.1.2.5 Sezione d'incastro interna lungo 3

DATI	
bw	800 mm
b	800 mm
A	3040000 mm^2
h	3800 mm
d	3780 mm
R_{ck}	30 MPa
fck	24 MPa
f_{cd}	13,60 MPa
f'_{cd}	6,80 MPa
ϕ	14 mm
n. bracci	2
A_{st}	307,88 mm^2
s	100 mm
f_{yd}	391 MPa
V_{Ed}	1450 kN
N_{Ed}	-2100 kN
σ_{cp}	-0,691 MPa
α_c	1



ARMATURA MINIMA NTC 2008		
$(A_{st}/1\ m)_{min}$	1200	mm^2/m
s_{max}	333,33	mm
ELABORAZIONI NTC 2008		
s_{max_TOT}	250	mm

$$V_{Rcd} = \frac{0,9d\ b\ \alpha_c f'_{cd} \cot\theta}{1+\cot^2\theta}$$

$$V_{Rsd} = 0,9d \frac{A_{st}}{s} f_{yd} \cot\theta$$

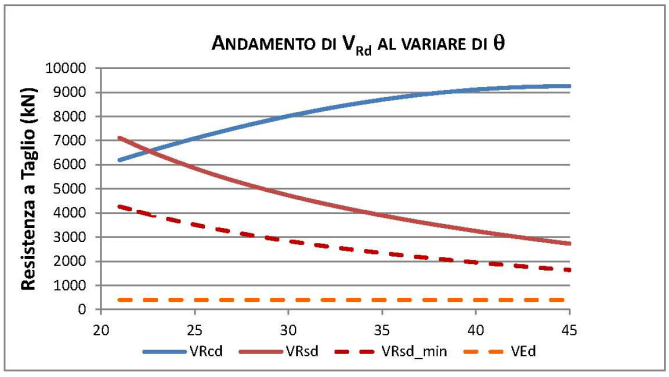
$$V_{Rsd,min} = 0,9d \left(\frac{A_{st}}{s}\right)_{min} f_{yd} \cot\theta$$

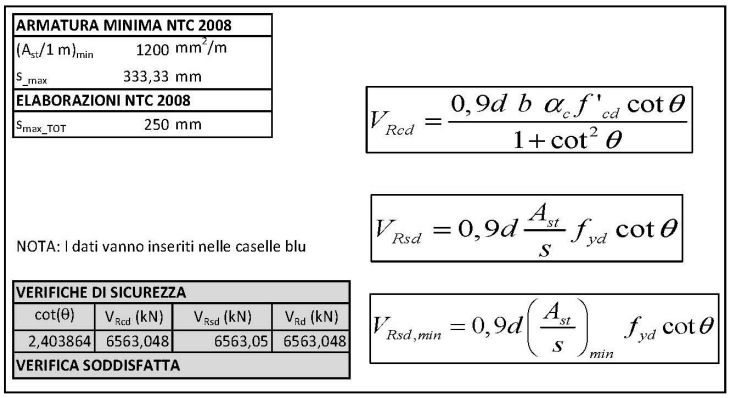
NOTA: I dati vanno inseriti nelle caselle blu

VERIFICHE DI SICUREZZA			
cot(θ)	V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rd} (kN)
1,87591	7682,439	7682,44	7682,439
VERIFICA SODDISFATTA			

4.9.1.2.6 Sezione d'incastro mezzeria lungo 3

DATI	
bw	800 mm
b	800 mm
A	3040000 mm^2
h	3800 mm
d	3780 mm
R_{ck}	30 MPa
fck	24 MPa
f_{cd}	13,60 MPa
f'_{cd}	6,80 MPa
ϕ	14 mm
n. bracci	2
A_{st}	307,88 mm^2
s	150 mm
f_{yd}	391 MPa
V_{Ed}	400 kN
N_{Ed}	-1900 kN
σ_{cp}	-0,625 MPa
α_c	1





Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate, oltre la lunghezza d'ancoraggio, di una misura pari a [§4.1.2.1.3.2 – NTC08]:

$$a1 = 0,9 \cdot d \cdot (ctg\vartheta - ctg\alpha)/2 \geq 0$$

Incastro esterno $ctg\theta$ = 2,4: *a1* = 2,3 m per incastro esterno

Incastro interno $ctg\theta$ = 1,8: *a1* = 1,36 m per incastro interno

Mezzeria $ctg\theta$ = 2,4: *a1* = 2,4 m per mezzeria

4.9.2 Verifiche di resistenza allo SLV delle pile rinforzate

Non possedendo un software capace di effettuare verifiche in presso-flessione deviata di sezioni in c.a. rinforzate con incamiciature in c.a. (quindi composte da più materiali diversi: cls e acciai diversi), le verifiche vengono effettuate mediante un metodo semplificato che riporta la circolare 617 del 2009:

"*Ai fini della valutazione della resistenza e della deformabilità di elementi incamiciati sono accettabili le seguenti ipotesi semplificative [§ C8A.7.1 – circolare 2009] :*

- *l'elemento incamiciato si comporta monoliticamente, con piena aderenza tra il calcestruzzo vecchio e nuovo;*
- *si trascura il fatto che il carico assiale è applicato alla sola porzione preesistente dell'elemento, e si considera che esso agisca sull'intera sezione incamiciata;*
- *le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia si considerano estese all'intera sezione se le differenze fra i due materiali non sono eccessive*

I valori della capacità da adottare nelle verifiche sono quelli calcolati con riferimento alla sezione incamiciata nelle ipotesi semplificative su indicate, ridotte secondo le espressioni seguenti:

- *resistenza a taglio: Vr* = 0,9* Vr* *(C8A.7.1)*
- *resistenza a flessione: My* = 0,9* My* *(C8A.7.2)*
- *deformabilità allo snervamento: θy* =0,9*θy* *(C8A.7.3)*
- *deformabilità ultima: θu* = θu* *(C8A.7.4)*"

In seguito saranno indicati con "1" l'asse della pila, "2" l'asse parallelo all'asse trasversale del viadotto ed infine "3" l'asse della pila parallelo all'asse longitudinale del viadotto.

4.9.2.1 Verifiche a presso-tenso flessione deviata

Nell'effettuare le verifiche delle pile, sono state individuate lungo la pila tre zone diverse e per ciascuna di esse sono state considerate le condizioni più sfavorevoli in termini di sollecitazioni. Cio ha permesso una progettazione diversa in termini di armature lungo l'asse. Nella successiva figura vengono riportate le azioni sollecitanti e quelle resistenti (già ridotte del 10% per il metodo semplificato), per entrambe le direzioni principali. Per la determinazione del dominio di resistenza, le condizioni più sfavorevoli sono date dai massimi momenti flettenti in valore assoluto, lungo le due direzioni principali concomitante al massimo sforzo normale di trazione nella pila o al più al minimo di compressione.

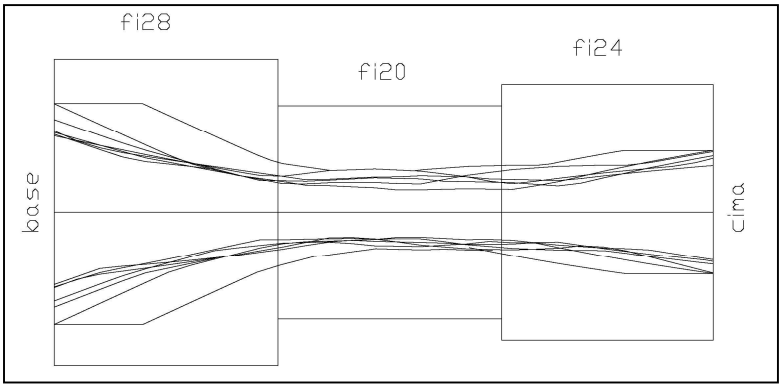


Figura 4-94: Momento M3 lungo la pila

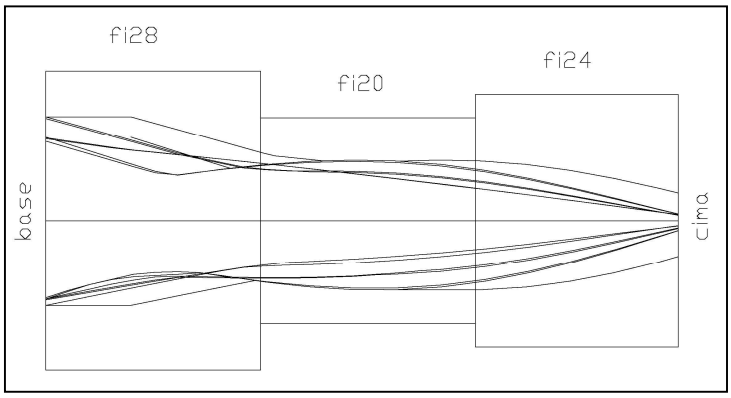


Figura 4-95: Momento M2 lungo la pila

4.9.2.1.1 Sezioni di base

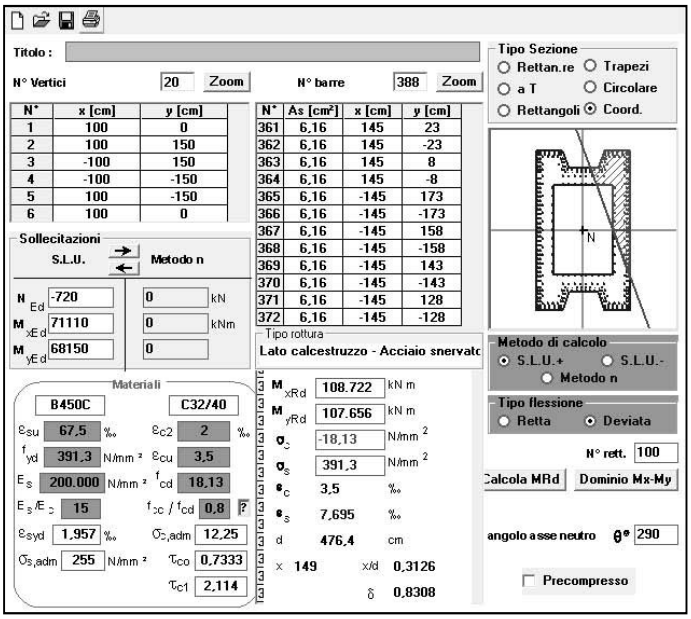
Le sezioni di base con rinforzo, si presentano come nelle successive figure. Per una dettagliata disposizione delle armature si rimanda alle tavole allegate al presente lavoro.

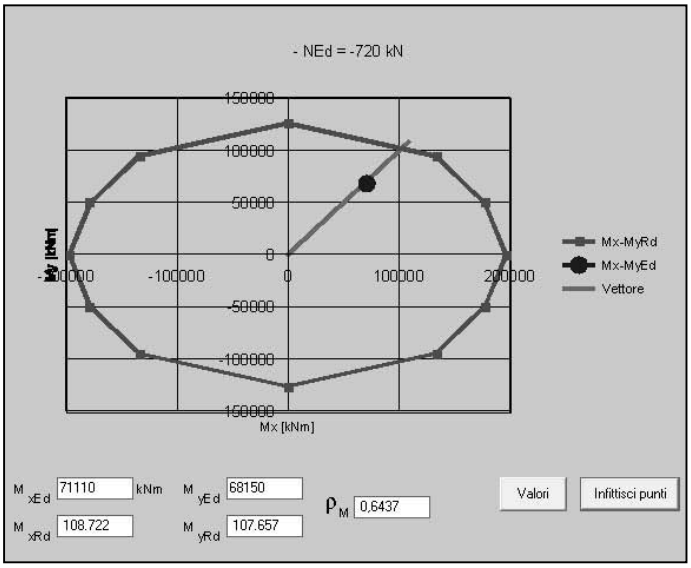
Le sollecitazioni alle basi del telaio 5 (473 per la pila di dx, 2129 per la pila di sx) vengono riportate di seguito. Si indica con 1 l'asse del pilastro, con 2 l'asse parallelo all'asse trasversale del viadotto e con 3 l'asse parallelo all'asse longitudinale del viadotto. I dati di output (sei sollecitazioni ogni 0,1 sec per un totale di 26 sec) vengono raccolti considerando i massimi ed i minimi per ogni gruppo e per ogni nodo. Successivamente, in maniera più cautelativa, vengono raccolti i massimi ed i minimi per ogni sollecitazione fra tutti i gruppi. In realtà sarebbe stato sufficiente fermarsi al primo step ed effettuare una verifica, considerando le condizioni più sfavorevoli, per ogni "gruppo".

TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
473	Sisma Gr1 - SLV	NonDirHist	Max	30708,579	3529,972	3042,731	1815,3387	68138,8008	45888,652
473	Sisma Gr1 - SLV	NonDirHist	Min	2957,914	-3551,378	-2732,115	-1873,9528	-51453,1017	-58727,098
473	Sisma Gr2 - SLV	NonDirHist	Max	36365,789	3207,035	2027,551	2150,314	54221,6116	47439,327
473	Sisma Gr2 - SLV	NonDirHist	Min	-714,169	-4762,55	-1941,783	-2215,5653	-55591,95	-51564,9661
473	Sisma Gr3 -SLV	NonDirHist	Max	31383,226	4419,969	3339,099	1892,0276	54626,3999	60184,1668
473	Sisma Gr3 -SLV	NonDirHist	Min	6070,222	-3725,437	-3793,049	-1663,7533	-50559,2728	-49432,6357
2129	Sisma Gr1 - SLV	NonDirHist	Max	26492,548	3720,457	3091,26	1980,3256	67046,9362	47837,2692
2129	Sisma Gr1 - SLV	NonDirHist	Min	7715,931	-4598,087	-2708,532	-1923,9098	-51281,5763	-68877,8701
2129	Sisma Gr2 - SLV	NonDirHist	Max	32874,832	3956,468	1728,652	2291,0997	53593,3593	56291,8496
2129	Sisma Gr2 - SLV	NonDirHist	Min	3343,112	-4027,363	-1919,133	-2119,2243	-52002,7163	-48385,5917
2129	Sisma Gr3 -SLV	NonDirHist	Max	26909,927	4659,22	3520,522	1776,0025	51942,3281	71105,2478
2129	Sisma Gr3 -SLV	NonDirHist	Min	6926,625	-3153,355	-3661,625	-1733,6438	-51471,6412	-50622,4787
			max	36365,789	4659,22	3520,522	2291,0997	68138,8008	71105,2478
			min	-714,169	-4762,55	-3793,049	-2215,5653	-55591,95	-68877,8701
				+ compres					
				-trazione					

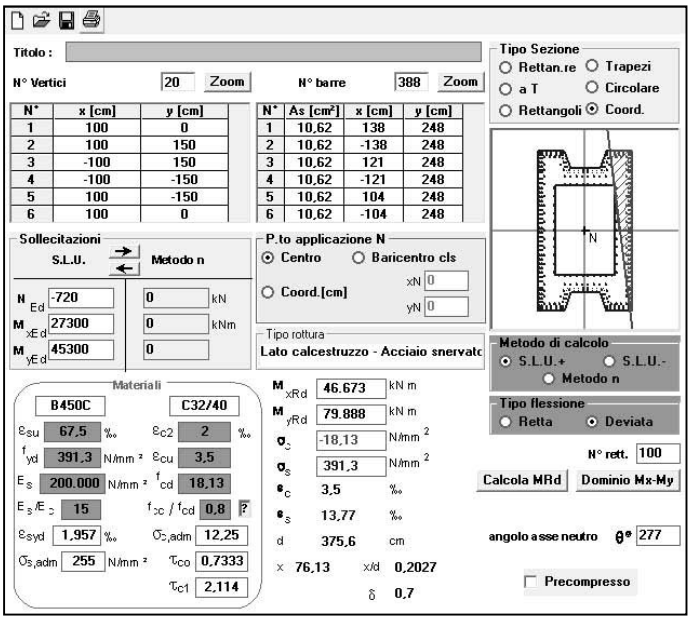
Di seguito si riporta la schermata del VcaSlu, dove viene considerata l'estensione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo di rinforzo a tutta la pila, come da ipotesi del metodo semplificativo e per l'acciaio viene considerato, cautelativamente, quello più debole fra i due presenti (B450C e A.L.E.) Si riporta una schermata del programma e il relativo diagramma d'interazione per ogni sezione verificata.

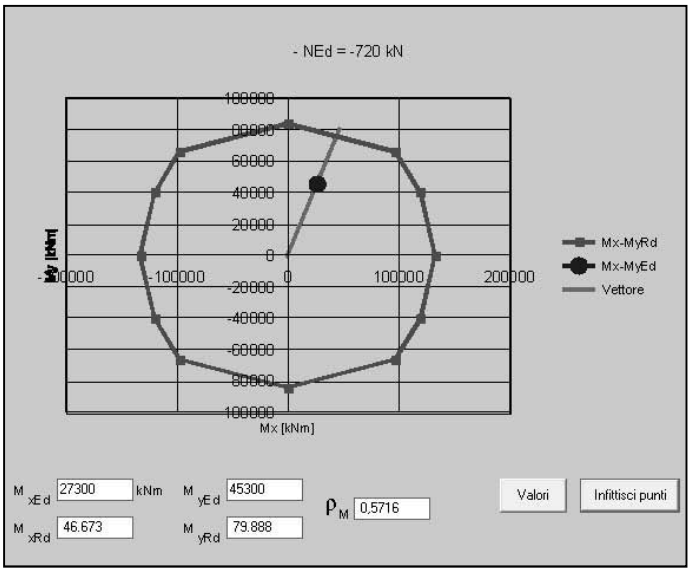




Considerando per il metodo semplificato una riduzione del 10% della resistenza lungo x e lungo y, che equivale a dire ridurre il grafico d'interazione di 0,14 lungo la retta congiungente il punto con l'origine (ved. figura), il rapporto di sicurezza da 0,644 diventa pari a 0,748 pertanto la sezione di base è verificata essendo tale rapporto ≤ 1.

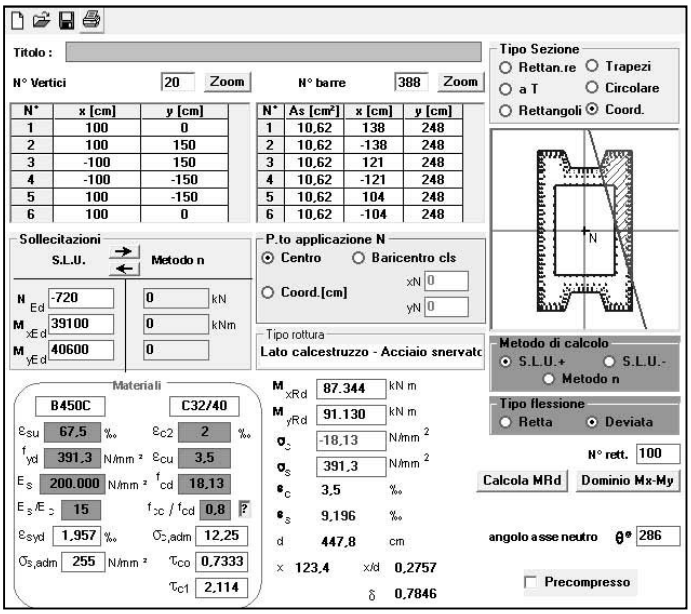
4.9.2.1.2 Sezioni intermedie

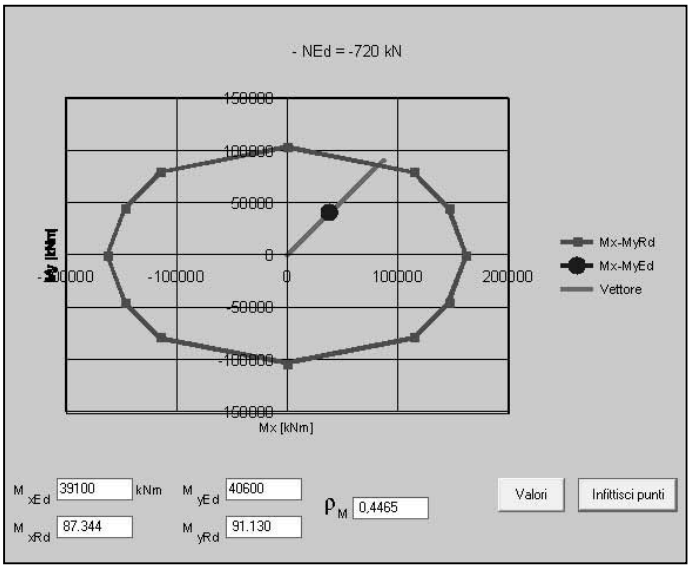




Considerando per il metodo semplificato una riduzione del 10% della resistenza lungo x e lungo y, che equivale a dire ridurre il grafico d'interazione di 0,14 lungo la retta congiungente il punto con l'origine (ved. figura), il rapporto di sicurezza da 0,572 diventa pari a 0,665 pertanto la sezione di base è verificata essendo tale rapporto ≤ 1.

4.9.2.1.3 Sezioni in cima





Considerando per il metodo semplificato una riduzione del 10% della resistenza lungo x e lungo y, che equivale a dire ridurre il grafico d'interazione di 0,14 lungo la retta congiungente il punto con l'origine (ved. figura), il rapporto di sicurezza da 0,4465 diventa pari a 0,519 pertanto la sezione di base è verificata essendo tale rapporto ≤ 1.

4.9.2.2 Verifica a taglio

Seguendo la norma al §4.1.2.1.3.2 e volendo sfruttare anche le staffe presenti si usa un passo per le nuove staffe uguale a quelle esistenti, pertanto nella nuova condizione avremo staffe composte da 8 bracci di 10 mm di diametro ogni 25 cm lungo tutto lo

stelo delle pile. Di seguito vengono riportate le verifiche e i relativi grafici sollecitanti e resistenti quest'ultimi ridotti del 10 % per il metodo semplificato.

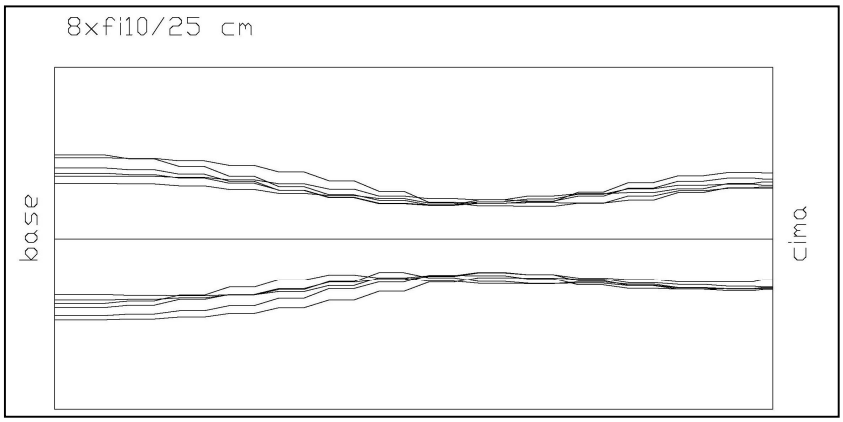


Figura 4-96: Taglio sollecitante e resistente V2 pila 5

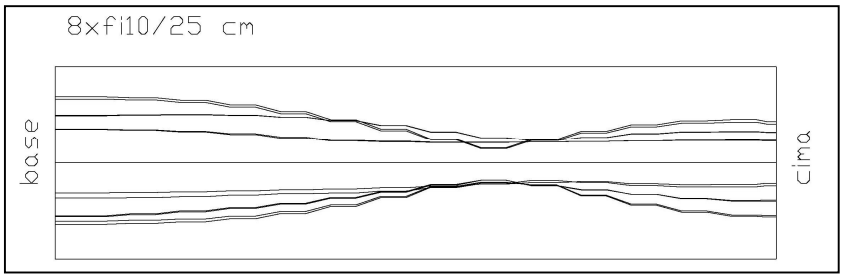
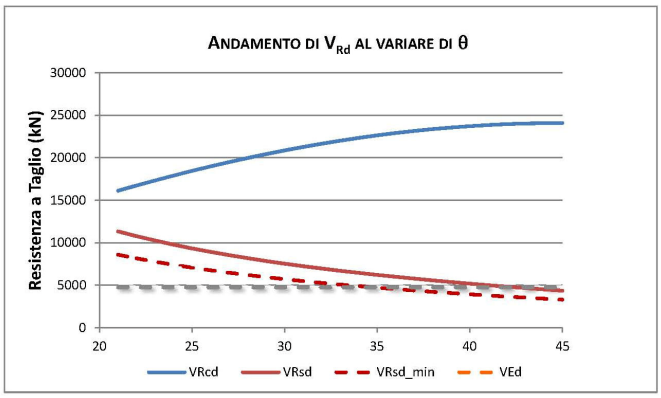


Figura 4-97: Taglio sollecitante e resistente V3 pila 5

Si riportano nei paragrafi a seguire il dettaglio delle verifiche con i dati, la verifica e il diagramma della resistenza a taglio in funzione dell'inclinazione del puntone θ.

4.9.2.2.1 Taglio lungo l'asse trasversale del viadotto (V2)

DATI	
bw	1200 mm
b	2800 mm
A	6200000 mm^2
h	5000 mm
d	4920 mm
R_{ck}	40 MPa
fck	32 MPa
f_{cd}	18,13 MPa
f'_{cd}	9,07 MPa
⌀	10 mm
n. bracci	8
A_{st}	628,32 mm^2
s	250 mm
f_{yd}	391 MPa
V_{Ed}	4800 kN
N_{Ed}	-720 kN
σ_{cp}	-0,116 MPa
α_c	1



ARMATURA MINIMA NTC 2008		
$(A_{st}/1\ m)_{min}$	1800	mm^2/m
$s_{\_max}$	333,33	mm
ELABORAZIONI NTC 2008		
s_{max_TOT}	330	mm

$$V_{Rcd} = \frac{0,9d\ b\ \alpha_c f'_{cd} \cot\theta}{1+\cot^2\theta}$$

$$V_{Rsd} = 0,9d\frac{A_{st}}{s} f_{yd} \cot\theta$$

$$V_{Rsd,min} = 0,9d\left(\frac{A_{st}}{s}\right)_{min} f_{yd} \cot\theta$$

NOTA: I dati vanno inseriti nelle caselle blu

VERIFICHE DI SICUREZZA				
cot(θ)	V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Rd} (kN)-10%
2,5	16612,63	10878,38	10878,38	9790,54
VERIFICA SODDISFATTA				

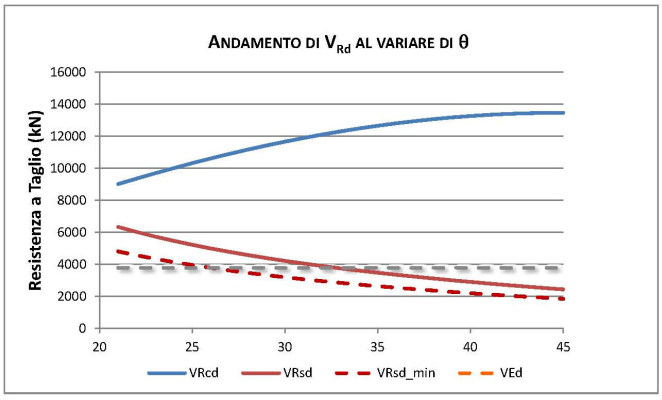
Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate, oltre la lunghezza d'ancoraggio, di una misura pari a [§4.1.2.1.3.2 – NTC08]:

$$a1 = 0,9 \cdot d \cdot (ctg\vartheta - ctg\alpha)/2 \geq 0$$

$$a1 = 5,54m$$

4.9.2.2.2 Taglio lungo l'asse longitudinale del viadotto (V3)

DATI	
bw	1200 mm
b	5000 mm
A	6200000 mm^2
h	2800 mm
d	2750 mm
R_{ck}	40 MPa
fck	32 MPa
f_{cd}	18,13 MPa
f'_{cd}	9,07 MPa
ϕ	10 mm
n. bracci	8
A_{st}	628,32 mm^2
s	250 mm
f_{yd}	391 MPa
V_{Ed}	3800 kN
N_{Ed}	-720 kN
σ_{cp}	-0,116 MPa
α_c	1



ARMATURA MINIMA NTC 2008		
$(A_{st}/1\ m)_{min}$	1800	mm^2/m
$s_{\_max}$	333,33	mm
ELABORAZIONI NTC 2008		
s_{max_TOT}	330	mm

$$V_{Rcd} = \frac{0,9d\ b\ \alpha_c f'_{cd} \cot\theta}{1+\cot^2\theta}$$

$$V_{Rsd} = 0,9d\frac{A_{st}}{s} f_{yd} \cot\theta$$

$$V_{Rsd,min} = 0,9d\left(\frac{A_{st}}{s}\right)_{min} f_{yd} \cot\theta$$

NOTA: I dati vanno inseriti nelle caselle blu

VERIFICHE DI SICUREZZA				
cot(θ)	V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Rd} (kN)-10%
2,5	9285,517	6080,40	6080,40	5472,36
VERIFICA SODDISFATTA				

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate, oltre la lunghezza d'ancoraggio, di una misura pari a [§4.1.2.1.3.2 – NTC08]:

$$a1 = 0{,}9 \cdot d \cdot (ctg\vartheta - ctg\alpha)/2 \geq 0$$

$$a1 = 5{,}54m$$

4.9.2.3 Verifica dei pioli sulla pila 5

Per solidarizzare l'incamiciatura in c.a. al pilastro esistente sono stati previsti dei pioli senza testa definiti di tipo "*Philips*" utilizzando barre ad aderenza migliorata vincolati nel cls esistente mediante il sistema chimico a iniezione FIS EM previsto dalla Fisher e piu precisamente attraverso l'ancorante chimico FIS EM 390 S (il quale risponde alla progettazione dell'ancorante in Calcestruzzo secondo il benestare ETA-10/0012, Opzione 1). Essi sono stati disposti lungo le due pareti della pila come previsto nelle tavole tecniche in allegato e soggetti alle seguenti verifiche:

- verifica lato incamiciatura
- verifica lato pila esistente (ancoraggio)

Le verifiche sono state eseguite lungo le direzioni principali 2 e 3 della sezione (2 è parallelo all'asse trasversale del viadotto e 3 è parallelo all'asse longitudinale del viadotto) e alle due estremità della pila dato il diverso valore del taglio a cui è soggetta la stessa.

In seguito si riportano a titolo d'esempio il calcolo relativo al taglio T2 riferito alla base della pila sia lato incamiciatura che lato pila esistente. In maniera analoga sono stati sviluppati le altre verifiche.

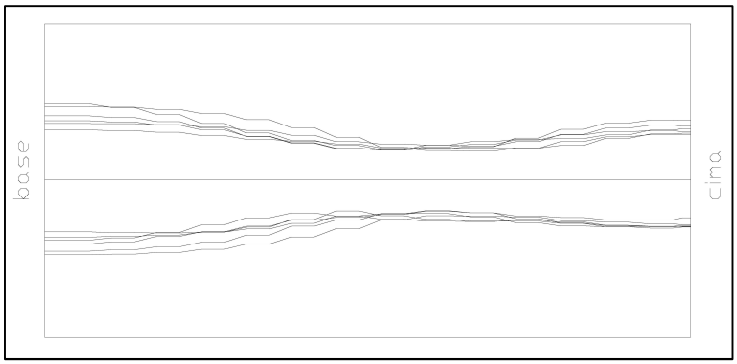


Figura 4-98:Taglio V2

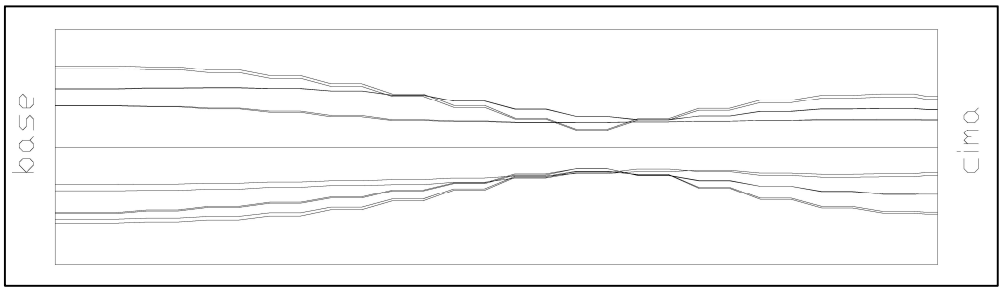


Figura 4-99: Taglio V3

Le caratteristiche delle sollecitazioni considerate nelle due direzioni e nelle due estremità delle pile, sono:

	BASE	CIMA
T3	3800 kN	3150 kN
T2	4800 kN	3800 kN

Di seguito di riportano le caratteristiche finali dei pioli (diametro, altezza, profondità di ancoraggio, n°pioli e disposizione, diametro foro):

	RISULTATI				
	Φ barra	profondità ancoraggio	altezza piolo	h tot barra	n° pioli/fila
	mm	mm	mm	mm	n°
BASE T3	14	75	80	155	20
CIMA T3	14	75	80	155	20
BASE T2	14	75	80	155	10
CIMA T2	14	75	80	155	10

	RISULTATI				
	interasse tra pioli nella	distanza dal bordo pila	interasse tra file pioli	Metodo di foratura	Diametro foro
	cm	cm	cm		mm
BASE T3	23,81	23,81	50	Rotopercussione	18
CIMA T3	23,81	23,81	60	Rotopercussione	18
BASE T2	21,00	21,00	100	Rotopercussione	18
CIMA T2	21,00	21,00	150	Rotopercussione	18

4.9.2.3.1 Verifica lato incamiciatura

Nel lato corto della pila, lo sforzo di sconnessione più sfavorevole viene determinato (tabella seguente) tenendo conto del massimo taglio, considerando un n° di pioli per fila pari a 10 (m), un interasse tra file pari a 1 m (Δx).

SOLLECITAZIONE				
taglio		T =	4800	kN
momento statico zona rinf.	Sc = Ac*ygc + n*As*ygs		717848,49	cm^3
momento d'inerzia sez reagente		J =	1953701488	cm^4
sforzo di sconnessione		q = T*Sc/J =	176,37	N/mm
interasse long. pioli		Δx =	1000	mm
numero pioli per fila		m =	10	
sforzo di scorrimento per un piolo	$Q = q \cdot \frac{\Delta x}{m}$			
		Q =	17636,64	N

La resistenza dei pioli senza testa, come prescrive l'EC4 al punto 6.3.2.3, si può calcolare utilizzando le equazioni dei pioli con testa già visti per l'impalcato misto nel relativo paragrafo. Tali equazioni possono essere utilizzati purchè venga garantito l'impedito distacco dalla soletta da parte dei pioli. Questo viene garantito, come prescive la norma al punto 6.1.1(5), progettando i connettori per una forza nominale di trazione pari ad almeno 0,1 volte la resistenza a taglio di progetto degli stessi. Se necessario si possono aggiungere ai connettori degli ulteriori sistemi di ancoraggio (staffe).

Il calcolo dei connettori muniti di testa viene indicato al punto 6.3.2 dell'eurocodice 4 e di seguito viene riportano uno stralcio della norma:

6.3.2. Connettori a piolo in solette piene

6.3.2.1. Connettori a piolo muniti di testa - resistenza a taglio

La resistenza a taglio di progetto di un piolo munito di testa saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, dovrebbe essere determinata come il più piccolo dei seguenti valori:

$$P_{Rd} = 0{,}8\, f_u (\pi d^2/4) / \gamma_v \qquad [6.13]$$

$$P_{Rd} = 0{,}29\, \alpha d^2 \sqrt{(f_{ck} E_{cm})} / \gamma_v \qquad [6.14]$$

dove: d *è il diametro del gambo del piolo;*

f_u *è la resistenza ultima a trazione specificata del materiale del piolo, comunque non maggiore di 500 N/mm²;*

f_{ck} *è la resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo al tempo considerato;*

E_{cm} *è il valore medio del modulo secante del calcestruzzo in accordo con 3.1.4.1;*

$\alpha = 0{,}2\,[(h/d) + 1]$ *per* $3 \le h/d \le 4$;

$\alpha = 1$ *per* $h/d > 4$;

h *è l'altezza totale del piolo.*

Il coefficiente parziale di sicurezza γ_v *nelle verifiche allo stato limite ultimo dovrebbe essere assunto pari a* 1,25.

Nel caso studio avremo una resistenza del piolo pari a:

DATI INPUT				
	resistenza rottura piolo	ft =	450	N/mm^2
	fattore parziale	γv =	1,25	
	resistenza cilind. cls	fck =	32	N/mm^2
[11.2.10.1 - NTC]	resistenza cilind. media cls	$f_{cm}=f_{ck}+8$=	40	N/mm^2
[11.2.10.3 - NTC]	mod. elast. cls Ecm = 22000*(fcm/10)^0,3 =		33345,76	N/mm^2
	diametro piolo (16-25 mm)	d =	14	mm
	altezza piolo	h =	80	mm
	altezza min. piolo (≥3ϕ piolo)	hmin =	42	mm
	altezza definitiva	hsc =	80	mm
		α =	1	

RESISTENZA

recisione del gambo (taglio)del singolo piolo:

$$\Pr d,a = 0{,}8 \cdot ft \cdot (\frac{\pi \cdot d^2}{4}) \cdot \frac{1}{\gamma v}$$

schiacciamento del calcestruzzo:

$$\Pr d,c = 0{,}29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (fck \cdot Ec)^{0{,}5} \cdot \frac{1}{\gamma v}$$

	Prd,a =	44334,16 N
	Prd,c =	46972,04 N
resistenza di calcolo	Prd =	44334,16 N

Per evitare il distacco della soletta è stata determinata la lunghezza di ancoraggio minima che deve avere il piolo con la trazione prevista dalla normativa.

VERIFICA DISTACCO SOLETTA (punto 6.1.1(5) EC4)

	soletta	c28/35		
	rinforzo	c32/40		
	cls esistente	C25/30		
	diametro barre utilizzate = ds =	14	mm	acciaio B450C
[11.3.2 - NTC]	$f_{tk}=f_{t\,nom}=$	540	N/mm^2	tens caratt di rottura
	$f_{yk}=f_{ynom}=$	450	N/mm^2	tens caratt di snervamento
	$\gamma_s=$	1,15		coeff parz di sicurezza
[4.1.2.1.1.6 - NTC]	$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	391,30	N/mm^2	resist di progetto
[11.3.4 - NTC]	$E_s=$	210000	N/mm^2	modulo elastico
	η1 =	1		dipende dalle condizioni di aderenza: 1 per buone , 0,7 per tutte le altre
	η2 =	1		1 per ds ≤ 32 mm; (132-ds)/100 per ds > 32 mm
	αct =	1		fattore d'influenza per prestaz. a lungo termine
	fctm =0,30*fck^2/3 =	3,02		per classi ≤ C50/60
	fctk_0,05 =	2,12		resistenza caratteristica a traz. del cls (5% frattile)
	γc =	1,5		coeff. parz di sicurezza cls
	fctd = (αct*fctk_0,05/γc) =	1,41		
	fbd = 2,25*η1*η2*fctd =	**3,18**	**N/mm^2**	**tensione tg di aderenza**
	Prd,a =	44334,16	N	
	Forza di trazione = 10%Prd,a =	4433,42	N	
	σs = Prd,a/Area tond =	28,80	N/mm^2	
	lb,rqd = ds*σs/(4*fbd) =	**31,75**	**mm**	**lunghezza di ancoraggio minima per evitare lo sfilamento (tensione max allo SLU)**

La verifica si effettua confrontanto la sollecitazione con la resistenza del piolo data dal minore tra lo schiacciamento del calcestruzzo e il tranciamento del piolo:

VERIFICA

$$Q \leq \min(\Pr\ d,a; \Pr d,c)$$

Q =	17636,64	N
min (Prd.a; Prd,c) =	44334,16	N

VERIFICATO

4.9.2.3.2 Verifica lato pila esistente (ancoraggio)

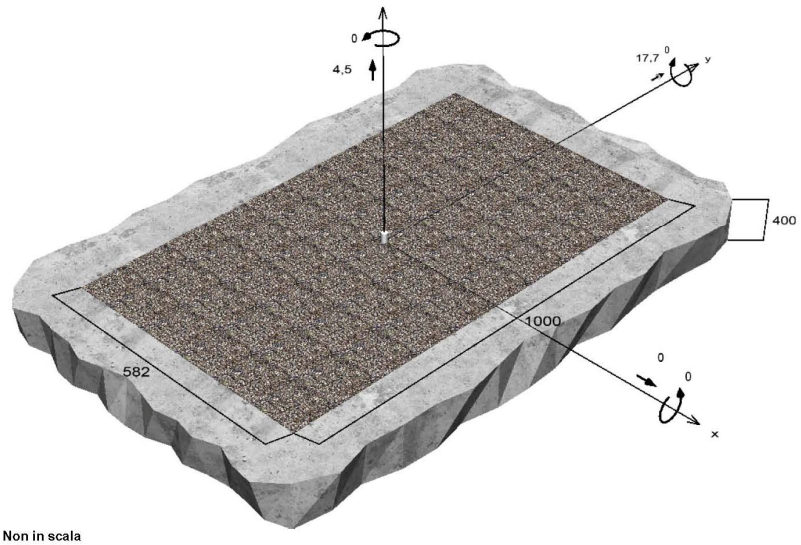
Le verifiche lato cls esistente sono state eseguite mediante l'ETAG 001 (ovvero le linee guida del benestare tecnico di ancoranti metallici su c.a.) e più precisamente facendo uso del programma messo a disposizione dalla stessa FisherItalia sul proprio sito ufficiale: C-FIX (C-FIX v1.19.0.4878 Versione database 2016.2.23.15.59).

A titolo d'esempio, si riporta la verifica completa fornita dal programma, relativa al taglio T2 alla base della pila, del piolo più critico (quello di bordo) ed in seguito si riportano solo i risultati finali delle restante verifiche.

Geometria / Carichi

mm, kN, kNm

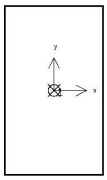
Valore di progetto delle azioni (sono inclusi i coefficienti parziali di sicurezza delle azioni)



Non in scala

Forze risultanti sull'ancoraggio

Ancorante nº	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	4,50	17,70	0,00	17,70



Forza: ⊗ Trazione ⊙ Compres

max. deformazione a compressione del calcestruzzo :	0,00 ‰
max. tensione di compressione del calcestruzzo :	0,0 N/mm²
Forza risultante di trazione :	4,50 kN , Coordinate x/y (0 / 0)
Forza risultante di compressione :	0,00 kN , Coordinate x/y (0 / 0)

Resistenza di progetto a trazione

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β_N %
Rottura dell'acciaio *	4,50	50,82	8,9
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	4,50	31,40	14,3
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	4,50	23,95	**18,8**

Rottura dell'acciaio

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (N_{Rd,s})$$

$$N_{Rk,s} = A_S \cdot f_{uk} = 154{,}0mm^2 \cdot 462{,}0N/mm^2 = 71{,}15kN$$ Equazione (5.1)

$N_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ kN	N_{Sd} kN	$\beta_{N,s}$ %
71,15	1,40	50,82	4,50	8,9

Ancorante n°	$\beta_{N,s}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	8,9	1	$\beta_{N,s;1}$

Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad (N_{Rd,p})$$

$$N_{Rk,p} = N^0_{Rk,p} \cdot \frac{A_{p,N}}{A^0_{p,N}} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np}$$ Equazione (5.2)

$$N_{Rk,p} = 47{,}11kN \cdot \frac{50.625mm^2}{50.625mm^2} \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 = 47{,}11kN$$

$$N^0_{Rk,p} = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} = \pi \cdot 14mm \cdot 75mm \cdot 14{,}3N/mm^2 = 47{,}11kN$$ Equazione (5.2a)

$$s_{cr,Np} = min\left(20 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{Rk,ucr}}{7{,}5}\right)^{0{,}5}; 3 \cdot h_{ef}\right)$$ Equazione (5.2c)

$$s_{cr,Np} = min\left(20 \cdot 14mm \cdot \left(\frac{14{,}0N/mm^2}{7{,}5}\right)^{0{,}5}; 3 \cdot 75mm\right) = 225mm$$

$$c_{cr,Np} = \frac{S_{cr,Np}}{2} = \frac{225mm}{2} = 113mm$$ Equazione (5.2d)

$$\Psi_{s,Np} = min\left(1;\ 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}}\right) = min\left(1;\ 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{\infty}{113mm}\right) = 1{,}000 \leq 1$$ Equazione (5.2e)

$$\Psi_{g,Np} = max\left(1;\ \Psi^0_{g,Np} - \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot \left(\Psi^0_{g,Np} - 1\right)\right) = 1{,}000 - \sqrt{\frac{0mm}{225mm}} \cdot \left(1{,}000 - 1\right) = 1{,}000 \geq 1$$ Equazione (5.2f)

$$\Psi^0_{g,Np} = max\left(1;\ \sqrt{n} - \left(\sqrt{n} - 1\right) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck,cube}}}\right)^{1{,}5}\right)$$ Equazione (5.2g)

$$\Psi^0_{g,Np} = max\left(1;\ \sqrt{1} - \left(\sqrt{1} - 1\right) \cdot \left(\frac{14mm \cdot 14{,}3N/mm^2}{3{,}2 \cdot \sqrt{75mm \cdot 30{,}0N/mm^2}}\right)^{1{,}5}\right) = 1{,}000 \geq 1$$

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2c_n}{s_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npx} \cdot \Psi_{ec,Npy} = 1{,}000 \cdot 1{,}000 = 1{,}000 \leq 1$$ Equazione (5.2h)

$$\Psi_{ec,Npx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{225mm}} = 1{,}000 \leq 1 \qquad \Psi_{ec,Npy} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{225mm}} = 1{,}000 \leq 1$$

$$\Psi_{re,Np} = 1{,}000$$ Equazione (5.2i)

$N_{Rk,p}$ kN	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ kN	N_{Sd} kN	$\beta_{N,p}$ %
47,11	1,50	31,40	4,50	14,3

Ancorante n°	$\beta_{N,p}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	14,3	1	$\beta_{N,p;1}$

Rottura per formazione del cono di calcestruzzo

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (N_{Rd,c})$$

$$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N}$$ Equazione (5.3)

$$N_{Rk,c} = 35{,}93kN \cdot \frac{50.625mm^2}{50.625mm^2} \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 = 35{,}93kN$$

$$N^0_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cubc}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 10{,}1 \cdot \sqrt{30{,}0N/mm^2} \cdot \left(75mm\right)^{1,5} = 35{,}93kN$$ Equazione (5.3a)

$$\Psi_{s,N} = min\left(1;\ 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = min\left(1;\ 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{\infty}{113mm}\right) = 1{,}000 \leq 1$$ Equazione (5.3c)

$$\Psi_{re,N} = 1{,}000$$ Equazione (5.3d)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_n}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1{,}000 \cdot 1{,}000 = 1{,}000 \leq 1$$ Equazione (5.3e)

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{225mm}} = 1{,}000 \leq 1 \qquad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{225mm}} = 1{,}000 \leq 1$$

$N_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ kN	N_{Sd} kN	$\beta_{N,c}$ %
35,93	1,50	23,95	4,50	18,8

Ancorante n°	$\beta_{N,c}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	18,8	1	$\beta_{N,c;1}$

Resistenza a taglio

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β_V %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	17,70	23,72	**74,6**
Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	17,70	47,91	36,9

Rottura dell'acciaio senza braccio di leva

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (V_{Rd,s})$$

$$V_{Rk,s} = 0.5 \cdot A_S \cdot f_{uk} = 0.5 \cdot 154{,}0mm^2 \cdot 462{,}0N/mm^2 = 35{,}57kN$$ Equazione (5.5)

$V_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$V_{Rd,s}$ kN	V_{Sd} kN	β_{Vs} %
35,57	1,50	23,72	17,70	74,6

Ancorante n°	β_{Vs} %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	74,6	1	$\beta_{Vs;1}$

Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mcp}} \quad (V_{Rd,cp})$$

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} = 2 \cdot 35{,}93kN = 71{,}86kN$$ Equazione (5.7a)

$$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N}$$ Equazione (5.3)

$$N_{Rk,c} = 35{,}93kN \cdot \frac{50.625mm^2}{50.625mm^2} \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 \cdot 1{,}000 = 35{,}93kN$$

$$N^0_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 10{,}1 \cdot \sqrt{30{,}0N/mm^2} \cdot \left(75mm\right)^{1,5} = 35{,}93kN$$ Equazione (5.3a)

$$\Psi_{s,N} = min\left(1;\ 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = min\left(1;\ 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{\infty}{113mm}\right) = 1{,}000 \leq 1$$ Equazione (5.3c)

$$\Psi_{re,N} = 1{,}000$$ Equazione (5.3d)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_N}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1{,}000 \cdot 1{,}000 = 1{,}000 \leq 1$$ Equazione (5.3e)

$V_{Rk,cp}$ kN	γ_{Mcp}	$V_{Rd,cp}$ kN	V_{Sd} kN	$\beta_{V,cp}$ %
71,86	1,50	47,91	17,70	36,9

Ancorante n°	$\beta_{V,cp}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	36,9	1	$\beta_{V,cp;1}$

Risultato dei carichi di trazione e taglio

Carichi di trazione	Utilizzo β_N %
Rottura dell'acciaio *	8,9
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	14,3
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	**18,8**

Carichi di taglio	Utilizzo β_V %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	**74,6**
Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	36,9

* Ancorante più sfavorevole

Resistenza alla combinazione di trazione e taglio

$$\beta_N = \beta_{N,c1} = 0{,}19 \leq 1$$ Equazione (5.9a)

$$\beta_V = \beta_{Vs1} = 0{,}75 \leq 1$$ Equazione (5.9b)

$$\beta_N^{1,5} + \beta_V^{1,5} = \beta_{N,c1}^{1,5} + \beta_{Vs1}^{1,5} = 0{,}73 \leq 1$$ Equazione (5.10)

Verifica soddisfatta

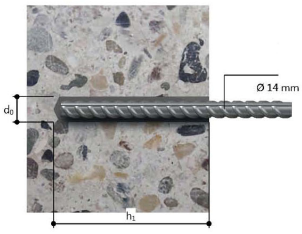
Dati di installazione

Ancorante

Sistema	**fischer Sistema chimico a iniezione FIS EM**	
Ancorante chimico ad iniezione	FIS EM 390 S (sono disponibili altri formati della cartuccia)	Articolo 507611
Elemento di fissaggio	Barra ad aderenza migliorata Ø 14 mm, Classe di resistenza f_{yk} = 420 N/mm²	
Accessorio	FIS MR	Articolo 96448
	Dispenser FIS DM S	Articolo 511118
	Pistola ad aria compressa ABS	Articolo 93286
	Pistola ad aria compressa(p >= 6 bar)	Fornito dal cliente
	BS 16/18	Articolo 78181
	Punta SDS Plus IV 18/200/250	Articolo 504162
Cartucce alternative	FIS EM 585 S	Articolo 509267
	FIS EM 1500 S	Articolo 512080
	The shown cartdriges are alternative to the higlighted one above with the same approval number.	

Dettagli di installazione

Diametro della barra	Ø 14 mm
Diametro del foro	d_0 = 18 mm
Profondità di foratura	h_1 = 75 mm
Profondità di ancoraggio	h_{ef} = 75 mm
Metodo di foratura	Rotopercussione
Pulizia del foro	Pulire con 2 soffiate, 2 spazzolate e 2 soffiate eseguite con idonei pompetta e scovolino
Tipo di installazione	Installazione non passante
Consumo di resina per foro	10 ml/5 Unità graduate



I risultati finali del resto delle verifiche:

Risultato dei carichi di trazione e taglio

Carichi di trazione	Utilizzo βN %
Rottura dell'acciaio *	8,9
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	14,3
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	**18,8**

Carichi di taglio	Utilizzo βV %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	**88,5**
Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	43,8

* Ancorante più sfavorevole

Resistenza alla combinazione di trazione e taglio

$$\beta_N = \beta_{N,c;1} = 0{,}19 \leq 1$$
$$\beta_V = \beta_{Vs;1} = 0{,}89 \leq 1$$
$$\frac{\beta_N + \beta_V}{1{,}2} = \frac{\beta_{N,c;1} + \beta_{Vs;1}}{1{,}2} = 0{,}89 \leq 1$$

Verifica soddisfatta

Equazione (5.9a)
Equazione (5.9b)
Equazione (5.9c)

Figura 4-100: Verifica rispetto a T2 in cima

Risultato dei carichi di trazione e taglio

Carichi di trazione	Utilizzo βN %
Rottura dell'acciaio *	8,9
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	14,3
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	**18,8**

Carichi di taglio	Utilizzo βV %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	**91,5**
Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	45,3

* Ancorante più sfavorevole

Resistenza alla combinazione di trazione e taglio

$$\beta_N = \beta_{N,c;1} = 0{,}19 \leq 1$$
$$\beta_V = \beta_{Vs;1} = 0{,}91 \leq 1$$
$$\frac{\beta_N + \beta_V}{1{,}2} = \frac{\beta_{N,c;1} + \beta_{Vs;1}}{1{,}2} = 0{,}92 \leq 1$$

Verifica soddisfatta

Equazione (5.9a)
Equazione (5.9b)
Equazione (5.9c)

Figura 4-101:Verifica rispetto a T3 in base

Risultato dei carichi di trazione e taglio

Carichi di trazione	Utilizzo βN %
Rottura dell'acciaio *	8,9
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	14,3
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	**18,8**

Carichi di taglio	Utilizzo βV %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	**91,1**
Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	45,1

* Ancorante più sfavorevole

Resistenza alla combinazione di trazione e taglio

$$\beta_N = \beta_{N,c;1} = 0{,}19 \leq 1$$
$$\beta_V = \beta_{Vs;1} = 0{,}91 \leq 1$$
$$\frac{\beta_N + \beta_V}{1{,}2} = \frac{\beta_{N,c;1} + \beta_{Vs;1}}{1{,}2} = 0{,}92 \leq 1$$

Verifica soddisfatta

Equazione (5.9a)
Equazione (5.9b)
Equazione (5.9c)

Figura 4-102: Verifica rispetto a T3 in cima

Anche qui, come nell'ancoraggio delle barre longitudinali dell'incamiciatura alla fondazione, sono molto importanti le istruzioni d'installazione per ancorare questi pioli, pertanto si fa riferimento a quanto descritto nel relativo paragrafo 4.9.2.7.

4.9.2.4 Verifica instabilità locale delle pareti

Nelle pile cave, le pareti possono essere soggette ad instabilità locale. Se il loro spessore è molto sottile, infatti, possono imbozzarsi e perdere così improvvisamente la propria forma come indicato nella seguente figura.

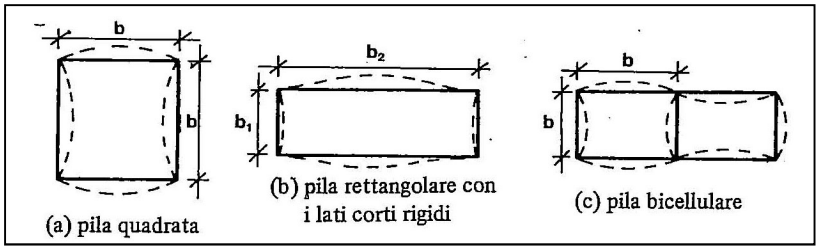


Figura 4-103: Imbozzamento pareti pila

Generalmente problemi di questo genere, dato il valore elevato assunto dal carico critico, non si incontrano quando abbiamo spessore ≥ 25 cm. Inoltre questi spessori sono consigliati per ragioni costruttive [6]. Nel caso studio, l'incremento di tensioni sulle pareti causate dal sisma non produce effetti significativi rispetto alla situazione originaria già verifica. Questo avviene a maggior ragione se si pensa che oltre allo spessore originario di 40 cm, viene aggiunta l'incamiciatura di 20 cm.

In generale, nel caso in cui le verifiche non vengono verificate si procede con la riduzione delle dimensioni delle pareti mediante l'introduzione di setti intermedi.

4.9.2.5 Copriferro e interferro

Secondo la NTC08 [C4.1.6.1.3 - cNTC] [4.1.6.1.3 - NTC]:

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Gli elementi strutturali devono essere verificati allo stato limite di fessurazione secondo il § 4.1.2.2.4.

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività

dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature (ved. c4.1.6.1.3)

Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.

Il copriferro e l'interferro delle armature devono essere dimensionati anche con riferimento al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.

Per quanto riguarda il **copriferro**, in base alle classi di esposizione definite per la struttura in esame e la tabella 4.1.III delle NTC, le condizioni ambientali vengono definite come "aggressive".

Tabella 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella C4.1.IV *Copriferri minimi in mm*

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Pertanto avendo un cls C32/40:

Per travi, pil., el. monodim. copriferro tab C4.1.IV.:	35	mm
tolleranza di posa =	10	mm
Costruz tipo 3 con vita nominale Vn ≥ 100 anni (+10 mm)	10	mm
Per cls con classe di resistenza minori di Cmin (+5 mm)		mm
Elementi sottoposti a controllo di qualità (verif copriferro) (-5mm)		
c_min =	**55**	**mm**

Secondo l'Eurocodice il copriferro definito come "*c_nom*" ovvero copriferro nominale viene calcolato sia per le staffe che per i ferri longitudinali, prendendo infine quello più sfavorevole. Esso è definito come [4.4.1 – EC2]:

$$c\_nom = c\_min + \Delta c\_dev$$

Δc_dev è la tolleranza di esecuzione in genere pari a 10 mm e può ridursi fino ad annullarsi in caso di controlli di qualità.

c_ min valore minimo del copriferro deve garantire la trasmissione degli sforzi armatura-calcestruzzo, la protezione dell'armatura nei confronti di fenomeni corrosivi ed infine la resistenza al fuoco

$$c\_min = max\ [c\_min,b;\ c\_min,dur + \Delta c\_dur,\gamma - \Delta c\_dur,st - \Delta c\_dur,add;\ 10\ mm]$$

"*c_min,b*" copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature, tiene conto del tipo di armatura (ordinaria, precompressione post-tese o pre-tese), del diametro delle singole barre o di quelle raggruppate (tramite il diametro equivalente), del massimo valore del diametro dell'aggregato (+ 5 mm per diametri superiori a 32 mm)

"*c_min,dur*" copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali, tiene conto della classe strutturale (e quindi del periodo di vita della struttura) e delle classi di esposizione.

"*Δc_dur,γ* "valore aggiuntivo legato alla sicurezza. Si assume di regola pari a 0.

"*Δc_dur,st*" riduzione connessa all'uso di acciaio inossidabile. Si assume di regola pari a 0.

"*Δc_dur,add*" riduzione dovuta all'adozione di una protezione aggiuntiva sul calcestruzzo (rivestimento protettivo). Si assume di regola pari a 0.

	barre long	staffe
c_min,b = Φbarra =	28	10
c_min_dur =	45	45
Δc_dur,γ =	0	0
Δc_dur,st =	0	0
Δc_dur =	0	0
Σ =	45	45
	10	10

c_min =	45	45

	barre long	staffe
c_nom =	**55**	**55**

Pertanto quello più sfavorevole è rappresentato dalle staffe ed è pari a 55 mm il quale porta a 65 mm il copriferro delle barre longitudinali.

Come si può notare le due normative prevedono lo stesso copriferro. Tale valore è stato adottato sulla superficie esterna del rinforzo dove effettivamente è presente il rischio di attacchi. All'interno invece, tra filo barra e calcestruzzo esistente, si è adottato un valore di 35 mm. Da tener presente che in tale zona dovrà essere eseguita la "bocciardatura" di 1-1,5 cm. La *bocciardatura* è una lavorazione superficiale che crea una superficie leggermente corrugata per migliorare l'adesione e il comportamento dell'incamiciatura al resto della struttura già esistente.

Il valore nominale del copriferro dovrà essere indicato nei disegni esecutivi.

L'**interferro** tra le barre deve permettere:

- l'aderenza fra ciascuna barra e il calcestruzzo
- la possibilità di realizzare agevolmente il getto del calcestruzzo e l'uso di eventuali vibratori ad ago.

L'EC prevede che la distanza minima fra due barre deve essere non minore del maggiore delle tre quantità:

- Φ diametro max delle barre
- dg+5 con dg diametro massimo degli aggregati presenti nel calcestruzzo, nel nostro caso pari a 25 mm
- 20 mm

Nel nostro caso l'interferro sarà

$$i\_minimo = \max(28, 30, 20) = 30 \text{ mm}$$

4.9.2.6 Dettagli costruttivi, ancoraggio e giunzioni lungo la pila

Come già precisato nei precedenti capitoli, la sovrastruttura e la sottostruttura si devono mantenere sostanzialmente in campo elastico. La norma prevede per i dettagli costruttivi [§7.10.2 – NTC 2008]: *"La struttura può essere progettata con riferimento ai particolari costruttivi della zona 4, con deroga, per le strutture in c.a., a quanto previsto al § 7.4.6,* ovvero i "dettagli costruttivi" da applicare in zona sismica. A sua volta al punto §7 – NTC 2008: "*Le costruzioni da edificarsi in siti ricadenti in zona 4 possono essere progettate e verificate applicando le sole regole valide per le strutture non soggette all'azione sismica"*

Tutto ciò vale per le nuove costruzioni, infatti al capitolo 8, per la valutazione della sicurezza di una costruzione esistente in caso di adeguamento sismico la normativa prevede:

- "*Non è, in generale, necessario il soddisfacimento delle prescrizioni sui dettagli costruttivi (per esempio armatura minima, passo delle staffe, dimensioni minime di travi e pilastri, ecc.) valide per le costruzioni nuove, purché il Progettista dimostri che siano garantite comunque le prestazioni in termini di resistenza, duttilità e deformabilità previste per i vari stati limite*" [§C8.4.1 – circolare 2009].

Per quanto riguarda l'ancoraggio delle barre e loro giunzioni la norma prevede al punto 4.1.6.1.4 – NTC:

Le armature longitudinali devono essere interrotte ovvero sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o di minore sollecitazione.

La continuità fra le barre può effettuarsi mediante:

- *Sovrapposizione*
- *Saldature*
- *Giunzioni meccaniche per barre di armatura*

Per quanto riguarda la “sovrapposizione”, essa deve essere calcolata in modo da assicurare l’ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere non minore di 20 volte il diametro della barra. La distanza mutua (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro;

Inoltre al punto 4.1.2.1.8 – NTC

“L’ancoraggio delle barre, sia tese che compresse, deve essere oggetto di specifica verifica.

La verifica di ancoraggio deve tenere conto, qualora necessario, dell’effetto d’insieme delle barre e della presenza di eventuali armature trasversali e di confinamento.

L’ancoraggio delle barre può essere utilmente migliorato mediante uncini terminali. Se presenti, gli uncini dovranno avere raggio interno adeguato, tale da evitare danni all’armatura e, ai fini dell’aderenza, essi possono essere computati nella effettiva misura del loro sviluppo in asse alla barra. In assenza degli uncini la lunghezza di ancoraggio deve essere in ogni caso non minore di 20 diametri, con un minimo di 150 mm.”

A seguire vi è il calcolo della lunghezza di ancoraggio, di sovrapposizione e l’interferro:

fyd =	391,30	N/mm^2	
Φ =	28	mm	
η =	1	per barre con Φ ≤ 32mm	
γc =	1,5		
fck =	32	N/mm^2	
fctm = 0,3 *fck^(2/3)	3,02	N/mm^2	per classi ≤ C50/60
fctk = 0,7 * fctm =	2,12	N/mm^2	

[4.1.2.1.1.4 NTC]

$$f_{bd} = \frac{2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}}{\gamma_c} = 3,18 \quad N/mm^2$$

[4.1.2.1.1.4 NTC]

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5.

$$f_{bd\_rid} = \frac{f_{bd}}{1,5} = 2,12 \quad N/mm^2$$

La lunghezza di ancoraggio sarà:

$$l_a = \frac{f_{yd} \cdot \phi}{4} \cdot \frac{1}{f_{bd}} = \qquad 129{,}41 \text{ cm}$$

quindi 130 cm

rispettando comunque i seguenti limiti:

	Φ [mm]			
	28	24	20	
la ≥ 20*Φ	OK	OK	OK	
la ≥ 150 mm	OK	OK	OK	
lungh. sovrappos ≥ 20*Φ	560	480	400	cm
interferro sovrapp ≤ 4*Φ	112	96	80	cm

Per quanto riguarda l'ancoraggio delle staffe, per strutture non sismiche, l'eurocodice prescrive al punto 8.5 [EC 1992-1-1:2004]:

"*L'ancoraggio delle staffe e, in generale, delle armature a taglio si ottiene realizzando all'estremità della barra da ancorare un'opportuna piegatura, o un gancio, o utilizzando una o più barre trasversali saldate. E' comunque necessario che una barra trasversale sia posizionata in corrispondenza della piegatura o del gancio.*

Inoltre nella seguente figura [8.5 – EC2] sono indicati le prescrizioni per la realizzazione del corretto ancoraggio delle staffe:

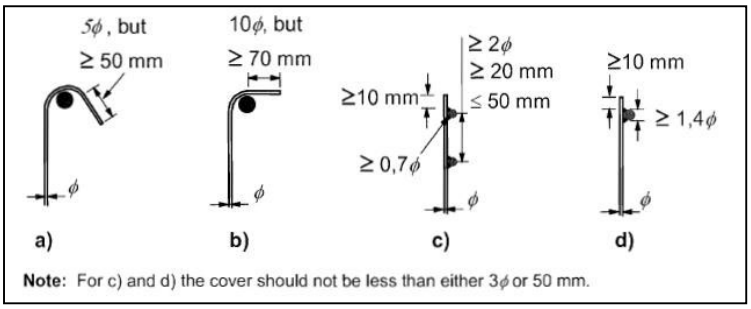


Figura 4-104: Ancoraggio staffe nei nodi (EC - fig 8.5)

Nonostante non vengono seguite le indicazioni sui dettagli costruttivi del punto 7.4.6 della NTC, riguardanti le limitazioni geometriche e di armatura, un unico principio è stato adottato, necessario per gli elementi strutturali sottoposti a carichi dinamici (quali quelli dovuti alle azioni sismiche). Tale principio consiste nel creare una particolare conformazione della staffa (definita staffa di contenimento) tale da garantire l'ancoraggio della stessa anche in presenza di distacco del copriferro. Si

ricorda che una staffa di contenimento è una staffa di diamentro minimo di 6 mm con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri (ovvero 10 cm con Φ10) alle due estremità e assicurati alle barre longitudinali. Nel caso in esame, essendo le staffe costituite da più spezzoni di barre, si è cercato di mantenere lo stesso principio mediante le piegature della barre del tipo "b" (Figura 4-104) con prolungamenti dopo la piegatura consistenti. In tale caso utilizzare ganci per ogni barra avrebbe prodotto problematiche diverse dal punto di vista tecnico-pratico (ad esempio sovrapposizione di numerosi ganci e successivi problemi nel getto del calcestruzzo).

Inoltre si è fatto uso di idonei "*spilli o ganci*" (in alternativa si posono usare staffe chiuse) lungo il perimetro dell'incamiciatura per rispettare la prescrizione sui ferri confinati e liberi i quali quest'ultimi devono distare meno di 30 cm da quelli confinati.

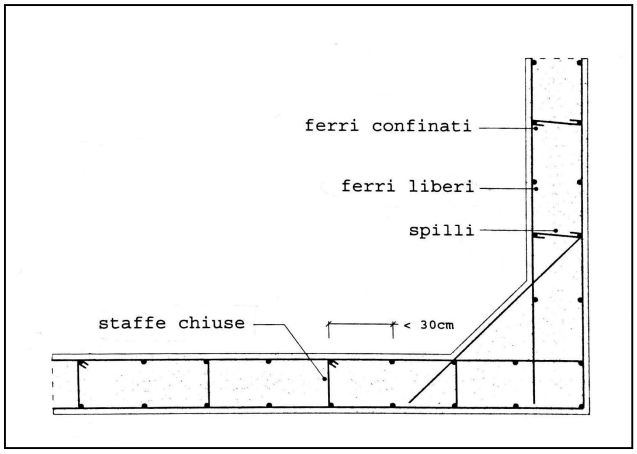


Figura 4-105: Disposizione spilli o ganci

I *diametri dei mandrini* da utilizzare per la piegatura delle barre [8.3 – EC 1992-1-1:2004] dovranno essere tali da:

- evitare danneggiamenti alla barra nella zona di piegatura
- evitare danni nel calcestruzzo posto all'interno della piegatura per sollecitazioni eccessive

I valori minimi per evitare danni alla barra secondo l'EC sono:

a) for bars and wire

Bar diameter	Minimum mandrel diameter for bends, hooks and loops (see Figure 8.1)
$\phi \leq 16$ mm	4ϕ
$\phi > 16$ mm	7ϕ

Per evitare danno al calcestruzzo, il valore minimo dovrà rispettare la seguente relazione [8.1 - EC]:

$$\emptyset m, \min \geq Fbt \cdot \frac{\frac{1}{ab} + \frac{1}{2\emptyset}}{fcd}$$

dove:

- *Fbt* è il valore dell sforzo di trazione allo stato limite ultimo della barra
- *ab* è metà interasse misurato ortogonale al piano di piega oppure è pari al copriferro più *Φ/2* se la barra è prossima alla superficie esterna dell'elemento strutturale

BARRE LONG 28 mm		
c =	65	mm
Φ =	24	mm
Fbt =	79128	N
ab = c + Φ/2 =	77	mm
fcd =	18,13	N/mm^2

$$\phi m, \min \geq Fbt \cdot \frac{\frac{1}{ab} + \frac{1}{2\phi}}{fcd} =$$ 147,58 mm

BARRE LONG 24 mm		
c =	65	mm
Φ =	28	mm
Fbt =	107702	N
ab = c + Φ/2 =	79	mm
fcd =	18,13	N/mm^2

$$\phi m, \min \geq Fbt \cdot \frac{\frac{1}{ab} + \frac{1}{2\phi}}{fcd} =$$ 181,24 mm

BARRE STAFFE 10 mm		
c =	55	mm
Φ =	10	mm
Fbt =	30717,05	N
ab = c + Φ/2 =	60	mm
fcd =	18,13	N/mm^2

$$\phi m, \min \geq Fbt \cdot \frac{\frac{1}{ab} + \frac{1}{2\phi}}{fcd} =$$ 112,93 mm

	Φ [mm]		
	28	24	10
Φmin_acc ≥	196	168	40
Φmin_cls ≥	147,58	181,24	112,93
Φmin	196,00	181,24	112,93

Pertanto avremo:

- per Φ28 diametro minimo mandrino pari a 196 mm
- per Φ24 diametro minimo mandrino pari a 181 mm
- per Φ10 diametro minimo mandrino pari a 113 mm

Al punto 4.1.2.1.8 – NTC la norma continua prescrivendo:

"Particolari cautele devono essere adottate quando si possono prevedere fenomeni di fatica e di sollecitazioni ripetute".

In presenza di sollecitazioni ripetute, come quelle sismiche, particolare attenzione deve essere posta allo sfasamento delle sovrapposizioni delle armature, infatti le barre longitudinali nella sovrapposizione devono essere disposte opportunamente sfalsate allo scopo di evitare concentrazioni nella medesima sezione e quindi favorire la nascita di piani preferenziali di rottura e sezioni di discontinuità. Nella figura successiva viene riportata una tipica disposizione corretta [6]:

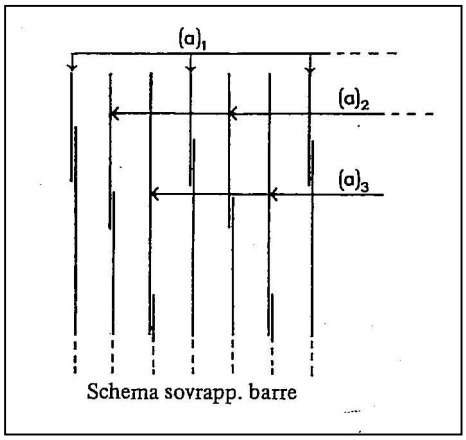


Figura 4-106: Disposizione corretta delle sovrapposizioni

4.9.2.7 Inghisaggio barre acciaio alla base e in cima della pila (Fisher)

Nella progettazione strutturale si affrontano spesso situazioni, come appunto in questo caso, in cui è necessario modificare la geometria degli elementi strutturali in cemento armato per aumentare la capacità portante (es. incamiciatura in c.a.) o aggiungere

nuovi elementi strutturali a quelli esistenti (es. la sopraelevazione di un piano, un nuovo balcone). Non potendo riprendere i ferri d'armatura presenti, bisogna aggiungere nuovi ferri d'armatura che andranno vincolati al resto della struttura. Tali barre saranno ad aderenza migliorata ed inserite in appositi fori riempiti con resine ad alte prestazioni allo scopo di garantire la perfetta monoliticità della realizzazione.

Con il termine "inghisaggio" viene appunto identificato l'ancoraggio o la sigillatura delle barre d'armatura nel calcestruzzo. I prodotti utilizzati per tali applicazioni sono generalmente delle resine ed in commercio se ne trovano di diversi tipi. Nel caso in esame sono stati utilizzati i prodotti della "Fisher" [24]. Nel relativo catalogo vengono proposte le seguenti due resine:

- Resina vinilestere bicomponente fisher FIS V, che gode della certificazione ETA-08/0266 in accordo alla norma europea TR 023 e all'Eurocodice 2;
- Resina epossidica bicomponente fischer FIS EM, con certificazione ETA-09/0089 in accordo alla norma europea TR 023 e all'Eurocodice 2.

Questi prodotti, caratterizzati da elevate prestazioni, garantiscono l'aderenza tra la barra e il supporto in calcestruzzo esistente e premettono di effettuare il dimensionamento in accordo alle normative europee.

Il dimensionamento dei ferri di ripresa può essere eseguito attraverso due metodi di calcolo:

- *Teoria dell'ancorante, in accordo alla ETAG 001 dell'EOTA* (calcestruzzo non armato): i carichi vengono trasmessi al calcestruzzo usando la sua resistenza a trazione. I possibili modi di rottura sono la rottura dell'acciaio, la rottura del calcestruzzo, lo sfilamento dell'ancorante dal foro, la rottura combinata per sfilamento e rottura del calcestruzzo, e la fessurazione del supporto.
- *Eurocodice 2 (calcestruzzo armato)*: il carico è trasmesso all'armatura esistente attraverso i puntoni compressi. Il dimensionamento è analogo a quello dei ferri da ripresa ancorati nel calcestruzzo. Serie di test hanno dimostrano che il comportamento di barre ancorate in calcestruzzo con classe di resistenza fino a C30/37, con le resine fischer certificate per le barre ad aderenza migliorata, non differisce da quello di ferri d'armatura

precedentemente annegati, a condizione che l'installazione venga eseguita conformemente alle istruzioni di montaggio.

Nel caso studio è stata utilizzata la seconda metodologia, determinando così dapprima la tensione tangenziale di aderenza, successivamente la lunghezza di ancoraggio di base ed infine la lunghezza di ancoraggio di progetto facendo uso della resina epossidica FIS-EM. Si riporta brevemente il calcolo sviluppato con le relative tabelle e figure riportate nell'eurocodice e nel catalogo.

	cls	C25/30		
diametro barre utilizzate = ds =		28	mm	acciaio B450C
[11.3.2 - NTC]	$f_{tk}=f_{t\,nom}=$	540	N/mm^2	tens caratt di rottura
	$f_{yk}=f_{ynom}=$	450	N/mm^2	tens caratt di snervamento
	$\gamma_s=$	1,15		coeff parz di sicurezza
[4.1.2.1.1.6 - NTC]	$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s$	391,30	N/mm^2	resist di progetto
[11.3.4 - NTC]	$E_s=$	210000	N/mm^2	modulo elastico
	η1 =	1		dipende dalle condizioni di aderenza: 1 per buone , 0,7 per
	η2 =	1		1 per ds ≤ 32 mm; (132-ds)/100 per ds > 32 mm
	αct =	1		fattore d'influenza per prestaz. a lungo termine
	fctk_0,05 =	1,8		resistenza caratteristica a traz. del cls (5% frattile)
	γc =	1,5		coeff. parz di sicurezza cls
	fctd = (αct*fctk_0,05/γc) =	1,2		
	fbd = 2,25*η1*η2*fctd =	**2,7**	**N/mm^2**	**tensione tg di aderenza**
	lb,rqd = ds*fyd/(4*fbd) =	**1014,49**	**mm**	**lunghezza di ancoraggio di base**

Tensione tangenziale di progetto

Classe di resistenza del calcestruzzo [1]		C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37
Resistenza caratteristica a compressione (misurata con provini cilindrici) f_{ck}	[N/mm²]	12	16	20	25	30
Resistenza caratteristica minima a trazione del calcestruzzo $f_{ctk;\,0.05}$	[N/mm²]	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0
Tensione tangenziale di progetto (in condizioni di buona aderenza) [2] [3]	[N/mm²]	1.6	2.0	2.3	2.7	3.0

[1] Informazioni sui parametri nazionali si possono trovare nel capitolo 2 „Principi di base di tecnica del fissaggio", tabella 2.1
[2] Per barre ad aderenza migliorata con diametro $d_s \leq 32$ mm
[3] In condizioni di cattiva aderenza il valore deve essere moltiplicato per 0.7

α1 =	1		fattore influenza della geometria della barra
a =	124	mm	distanza tra due barre adiacenti (misurata a filo barra)
c =	65	mm	copriferro
c1 =	65	mm	copriferro trasversale
cd = min (a/2,c1,c)	62		per barre dritte
α2 =	0,82		fattore influenza del copriferro
k =	0		
α3 =	1		fattore influenza dell'armatura trasversale (non saldata)≤1
α4 =	1		fattore influenza dell'armatura trasversale (saldata)≤1
α5 =	1		fattore influenza per pressioni di confinamento≤1
con α2*α3*α5 ≥ 0,7			
α2*α3*α5 =	0,82		

I valori dei coefficienti α_i sono riportati nel prospetto 8.2 dell'EC2.

Fattore d'influenza	Tipo di ancoraggio	Barra di armatura	
		In trazione	In compressione
Forma delle barre	Diritto	$\alpha_1 = 1.0$	$\alpha_1 = 1.0$
	Diverso da diritto	$\alpha_1 = 0.7$ se $c_d > 3\phi$ altrimenti $\alpha_1 = 1.0$	$\alpha_1 = 1.0$
Ricoprimento di calcestruzzo	Diritto	$\alpha_2 = 1 - 0.15\,(c_d - \phi)/\phi$ ≥ 0.7 ≤ 1.0	$\alpha_2 = 1.0$
	Diverso da diritto	$\alpha_2 = 1 - 0.15\,(c_d - 3\phi)/\phi$ ≥ 0.7 ≤ 1.0	$\alpha_2 = 1.0$
Confinamento realizzato mediante armatura trasversale non saldata a quella principale	Tutti i tipi	$\alpha_3 = 1 - k\lambda$ ≥ 0.7 ≤ 1.0	$\alpha_3 = 1.0$
Confinamento realizzato mediante armatura trasversale saldata	Tutti i tipi, posizioni e dimensioni	$\alpha_4 = 0.7$	$\alpha_4 = 0.7$
Confinamento realizzato mediante pressione trasversale	Tutti i tipi	$\alpha_5 = 1 - 0.04\,\rho$ ≥ 0.7 ≤ 1.0	-

dove:

$\lambda = (\Sigma Ast - \Sigma Ast,min)/As$

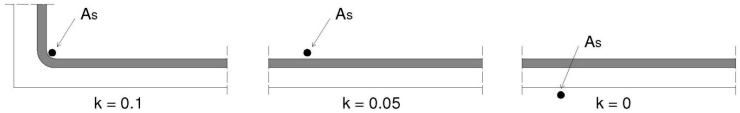
ΣAst = somma delle aree delle barre nella sez. a distanza *lbd*

$\Sigma Ast,min$ = somma delle aree delle barre in corrispondenza del rinforzo minimo = 0.25 *As* per le travi e 0 per le lastre

As = area della sezione della barra di massimo diametro

ρ = pressione trasversale [MPa] allo stato limite ultimo lungo *lbd*

Il valore del coefficiente *k* dipende dalla posizione della barra d'armatura:



$l_{b,min}$ è la lunghezza di ancoraggio minima se non sussistono altre limitazioni:

per ferri di ripresa tesi

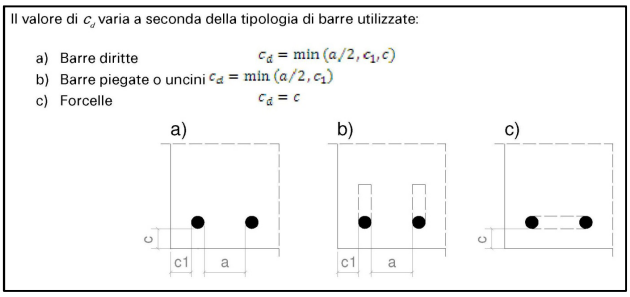
FIS EM
$$l_{b,min} = \max\{0.3 \cdot l_{b,rqd}; 10d_s; 100\text{mm}\}$$

FIS V
$$l_{b,min} = 1.5 \cdot \max\{0.3 \cdot l_{b,rqd}; 10d_s; 100\text{mm}\}$$

per ferri di ripresa compressi

FIS EM
$$l_{b,min} = \max\{0.6 \cdot l_{b,rqd}; 10d_s; 100\text{mm}\}$$

FIS V
$$l_{b,min} = 1.5 \cdot \max\{0.6 \cdot l_{b,rqd}; 10d_s; 100\text{mm}\}$$

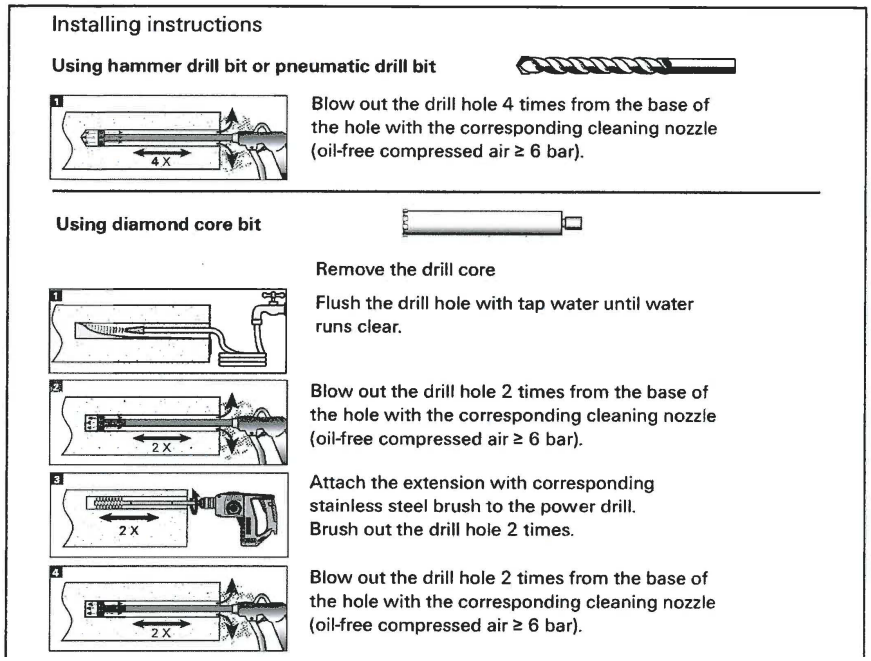


tipo di resina	FIS EM	
lb,min =	304,35 mm	lunghezza minima di ancoraggio per ferri tesi
lb,min =	608,70 mm	lunghezza minima di ancoraggio per ferri compressi
lbd = α1*α2*α3*α4*α5*lb,rqd =	**829,71 mm**	**lunghezza di ancoraggio di progetto**
lbd ≥ lb,min =	**829,71 mm**	

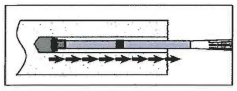
Pertanto le barre, alla base delle pile, devono avere una lunghezza di ancoraggio minima pari a 830 mm. In maniera analoga si calcola la lunghezza di ancoraggio per le barre in sommità delle pile, aventi diametro ϕ24 le quali dovranno avere una lunghezza d'ancoraggio pari a 665 mm.

Per quanto riguarda le istruzioni d'installazione si rimanda all'annesso 9 della certificazione ETA-09/0089. Di seguito viene riportata una copia.

Deutsches Institut für Bautechnik DIBt

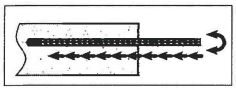


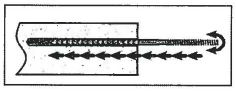
Filling the drill hole



Place mortar cartridge in dispenser. Attach static mixer, extension tube and injection adapter. Slowly withdraw the dispenser - following the pressure build-up - during filling.

Inserting rebar or rebar anchor FRA





Using a turning movement, push the reinforcement bar vigorously into the filled hole up to the insertion depth marking. Excess mortar has to exit from the drill hole surface.
Wait for the specified curing time.

The rebar may only be loaded after full curing!

Rebar connection with fischer Injection mortar FIS EM	
Installing instructions	**Annex 9**

Z55575.13 8.06.01-238/13

Nell'allegato 10 vengono riportati, nella tabella 6, le dimensioni dei diametri dei vari elementi (diametro del foro, del pennello, dell'ugello per la pulizia, del tubo estensibile). Come si può vedere per le barre di base ϕ28 il foro deve avere un diametro di 35 mm e per la barre in testa di ϕ24, diametro di 30 mm.

Table 6: Installing equipment

Rebar diameter d_s [mm]	8	10	12	14	16	18 20	22 24 25	26 28	30 32 34	36	40
Drill hole diameter d_0 [mm]	12	14	16	18	20	25	30	35	40	45	55
Brush diameter [mm]	12,5	15	17	19	21,5	26,5	32	37	42	47	58
Cleaning nozzle diameter [mm]	11		15		19		28		38		
Extension tube diameter [mm]	9[1]		9[1] or 15								
Colour of injection adapter and brush	white	blue	red	yellow	green	black	grey	brown	nature		

[1] Observe the max. filling depth for the 9 mm extension tube.

Table 7: Design values of the ultimate bond resistance

Hammer drill or pneumatic drill[1]										
	Rebar	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{bd} [N/mm²]	8-25	1,6	2,0	2,3	2,7	3,0	3,4	3,7	4,0	4,3
	26-40									4,0
Diamond drill[2]										
	Rebar	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{bd} [N/mm²]	8-12	1,6	2,0	2,3	2,7	3,0	3,4	3,7	4,0	4,3
	14-25								3,7	
	26-40						3,0			

[1] Minimum anchorage length and lap length $l_{b,min}$ and $l_{0,min}$ according to EN 1992-1-1
[2] In case of diamond drilling multiply the values for $l_{b,min}$ and $l_{0,min}$ by 1,3.

Note: The values given in Table 7 are valid for „good bond conditions" as described in EN 1992-1-1. For all other conditions multiply the values by 0,7.

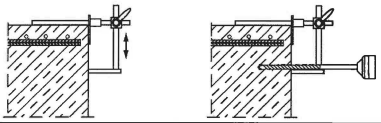
Table 8: Minimum concrete cover min c[1] depending of the drilling method and the drilling tolerance

Drilling method	Bar diameter d_s [mm]	Minimum concrete cover min c	
		without drill guide [mm]	with drill guide [mm]
Hammer drilling/ Diamond drilling	≤ 20 mm	30 mm + 0.06 l_v	30 mm + 0.02 $l_v \geq 2\ d_s$
	> 20 mm	40 mm + 0.06 l_v	40 mm + 0.02 $l_v \geq 2\ d_s$
Pneumatic hammer drilling	≤ 20 mm	50 mm + 0.08 l_v	50 mm + 0.02 l_v
	> 20 mm	60 mm + 0.08 l_v	60 mm + 0.02 l_v

[1] see Annex 5, Figures 9 and 10

Note: The minimum concrete cover as specified in EN 1992-1-1 must be observed.

Drill guide



Rebar connection with fischer Injection mortar FIS EM	
Installing equipment Design values Concrete cover	**Annex 10**

Z55575.13 8.06.01-238/13

Nella tabella 8 viene riportato il copriferro minimo che tiene conto del metodo di perforazione: rotopercussione/perforazione diamantata o rotopercussione pneumatica. Nel caso studio prevedendo una rotopercussione con guida di foratura avremo un copriferro minimo pari a:

$$c = 40\ mm + 0{,}02 * lbd \geq 2 * ds$$

$$c = 56{,}6\ mm$$

il quale viene coperto sufficientemente dal copriferro minimo dipendente dalle condizioni ambientali.

4.9.3 Verifiche di resistenza allo SLV delle fondazioni indirette

Nel caso di terreni con scarsa capacità o quando bisogna trasmette al terreno elevati carichi, si fa ricorso alle fondazioni indirette ed in particolare alle fondazioni su pali (o palificate). Esse in genere sono costitutite da una grossa "zattera" infinitamente rigida (chiamata anche plinto) e da un gruppo di pali.

La "portanza verticale", definita come la capacità del singolo palo nei confronti dei carichi verticali, è funzione dell'attrito laterale e della reazione di punta. In un insieme di pali (appunto palificata) la "portanza totale" può essere data dalla somma delle singole portanze (nel caso di "palificate di punta") o può essere maggiore o minore della somma delle singole portate nel caso di palificate sospese, in funzione del tipo di terreno (incoerente o coesivo). In quest'ultimo caso la portanza totale viene maggiorata o ridotta per mezzo di un coefficiente in base alla tipologia di terreno *Vesic* (1968) per terreni incoerenti, *Converse-Labarre* o *Terzaghi-Peck* (1948) per terreni coesivi.

Per "*palificata di punta*" s'intende una palificata che raggiunge uno strato di terreno molto rigido, una roccia ed in tal caso la portanza è dovuta principalmente alla base di appoggio (punta), mentre per "*palificata sospesa*" s'intende quando la stessa attraversa uno o piu strati di consistenza variabile, dove l'attrito laterale diventa il principale mezzo di resistenza (figura 4-107).

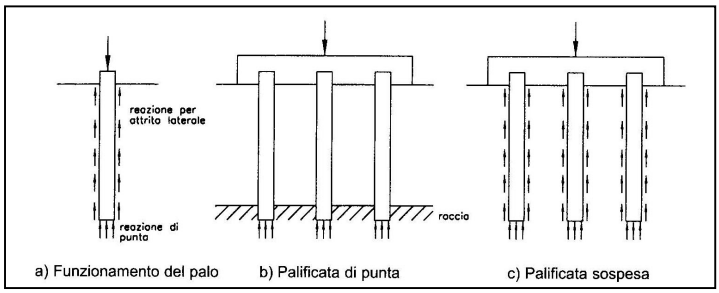


Figura 4-107. Criteri di funzionamento

In funzione della palificata cambia anche il bulbo delle pressioni. Mentre nel primo caso, per normali interassi, le isostatiche sono concentrate nelle punte e non hanno interferenza fra di essi, nel secondo caso sono concentrate nelle punte e lungo il palo e possono essere presenti delle zone d'interferenza che in base al tipo di terreno possono far aumentare o diminure la "portanza totale" (Figura 4-109).

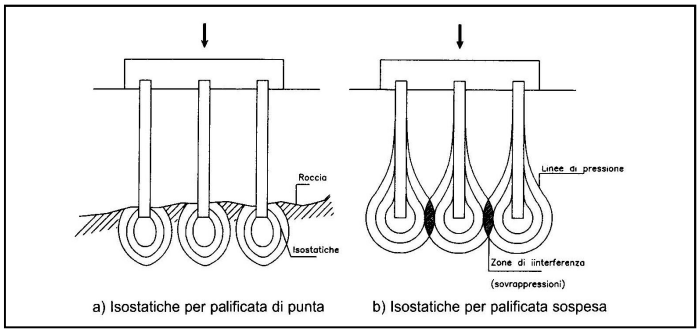


Figura 4-108: Bulbo delle pressioni

Per evitare che l'influenza reciproca dei singoli pali, mediante le sovrapressioni, comporti cedimenti della palificata non compatibili con la sovrastruttura è opportuno, da prove sperimentali da Press, che la distanza minima tra pali sia non inferiore a tre volte il diametro (*3*d*).

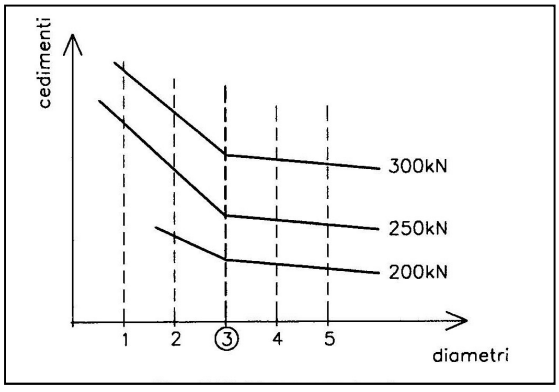


Figura 4-109: Distanza tra pali

I tipi di pali si differenziano tra loro per il materiale (legno, acciaio, calcestruzzo), per il procedimento costruttivo (battuto o trivellato) e per le dimensioni (micropali, piccolo diamentro con $d \leq 25$ cm, medio diametro con $30 \leq d \leq 60$ cm e grande diametro con $d \geq 80$ cm). Quest'ultimo è il parametro che condiziona fortemente il calcolo del carico limite del singolo palo (chiamato anche "portanza" o "carico verticale massimo di rottura"). In letteratura troveremo diversi metodi in base al diametro, come diversi saranno i risultati ottenuti con metodi diversi sugli stessi diametri, dato il grado estremamente empirico a cui è sottoposta la tecnica delle fondazioni. Essa è fortemente condizionata, infatti, da parametri sia geotecnici che tecnologici che per loro natura sono di tipo aleatori.

Nel caso di grandi pali (come nel caso studio dove il diametro dei pali è pari a 120 cm), mentre la resistenza laterale si mobilita interamente per cedimenti dell'ordine di 5-10 cm, quella di punta si mobilita per cedimenti pari a 10%*d per pali battuti e 20-25%*d per pali trivellati. Essendo quest'ultimo sicuramente incompatibile con la stabilità della stessa struttura in elevazione, i grandi pali vengono progettati e verificati per uno stato limite di servizio (in termini di cedimenti ammissibili) e non per uno stato limite ultimo di rottura.

I pali oltre ad essere soggetti a carichi verticali di compressione, dove intervengono per la resistenza sia la portanza laterale che di punta, sono soggetti anche a carichi verticali di trazione (dove interviene solo la portanza laterale) e a carichi orizzontali. Pertanto, in definitiva, il complesso palo-terreno sarà soggetto a tre verifiche distinte. Nella verifica a carichi orizzontali, come vedremo anche in seguito, sarà inclusa la verifica di resistenza del palo [25].

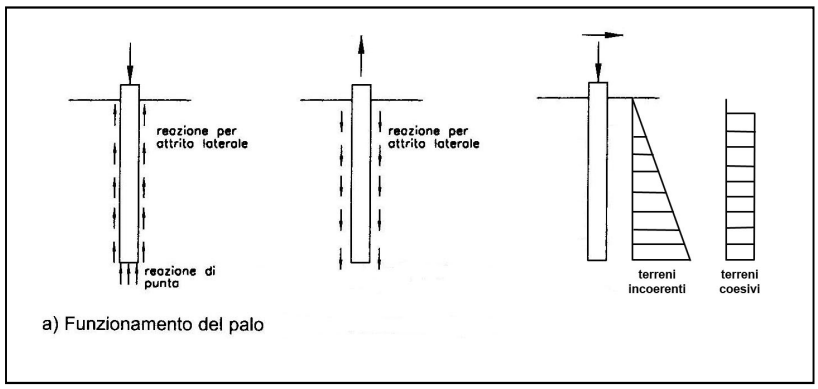


Figura 4-110: Funzionamento del palo

Come prevede la normativa al punto §6.4.3:

"*In generale, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platea su pali) che porti alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali.*

Nei casi in cui l'interazione sia considerata non significativa o, comunque, si ometta la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento ai soli pali, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.1 e 6.4.3.2 (o al punto §7.11.5.3.2 in presenza di azioni sismiche [NTC §7.2.6]).

Nei casi in cui si consideri significativa tale interazione e si svolga la relativa analisi, le verifiche SLU e SLE, condotte con riferimento alla fondazione mista, dovranno soddisfare quanto riportato ai §§ 6.4.3.3 e 6.4.3.4.

In ogni caso, in aggiunta a quanto riportato ai §§ 6.2.3.1.1 e 6.2.3.1.2, fra le azioni permanenti deve essere incluso il peso proprio del palo e l'effetto dell'attrito negativo, quest'ultimo valutato con i coefficienti γM del caso M1 della Tab. 6.2.II."

Al punto §7.11.5.3.2 la norma prevede le verifiche per gli SLU:

"Nelle verifiche agli stati limite ultimi si devono prendere in considerazione tutti gli stati limite rilevanti e almeno i seguenti:

- *collasso per carico limite verticale del complesso pali-terreno;*
- *collasso per carico limite orizzontale del complesso pali-terreno;*
- *liquefazione del terreno di fondazione;*
- *spostamenti o rotazioni eccessive che possano indurre il raggiungimento di uno stato limite ultimo nella struttura in elevazione;*
- *rottura di uno degli elementi strutturali della palificata (pali o struttura di collegamento).*

Le verifiche agli stati limite ultimi (sismici) devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Cap. 6.

Nella progettazione geotecnica la norma prevede due diversi e alternativi approcci progettuali (approccio 1 e approccio 2), ognuno di esso caratterizzato da uno o più gruppi di coefficienti di sicurezza parziali. Nel caso in esame, adottando l'approccio 1 avremo per i parametri geotecnici e per le resistenze di progetto i valori relativi a *M1* e a *R3*, valori che vengono riportati nelle tabelle seguenti:

- 6.2.II per le resistenze date dai parametri geotecnici del terreno
- 6.4.II per le resistenze di pali soggetti a carichi assiali
- 6.4.VI per le resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Tabella 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	**(M1)**	**(M2)**
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	**(R1)**	**(R2)**	**(R3)**	**(R1)**	**(R2)**	**(R3)**	**(R1)**	**(R2)**	**(R3)**
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 6.4.VI - *Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.*

COEFFICIENTE PARZIALE **(R1)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R2)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R3)**
γ_T =1,0	γ_T =1,6	γ_T =1,3

4.9.3.1 Caratteristiche del terreno

Il terreno in questione è costituito dai seguenti strati (dal 1° più superficiale al 3° più profondo):

- 1° strato - Terreno di riporto: terreni costituiti da cenere rimaneggiata di colore marrone a granulometria medio-fine sabbiose-limose con presenza di piccole frazioni argillose

- 2° strato - Depositi cineritici (pozzolana): terreni costituiti da cenere rimaneggiata di colore marrone a granulometria variabile, da sabbiosa-ghiaiosa a sabbiosa-limosa con presenza di pomici grigiastre rimaneggiate.
- 3° strato - Tufo giallo napoletano: roccia tenera dotata di buone capacità fisico meccaniche ed particolarmente adatta alle costruzioni

Attraverso indagini integrative, in sito ed in laboratorio, effettuate da una società privata sono state ricavate le caratteristiche meccaniche del terreno in esame. Le indagini eseguite sono state costituite da sondaggi di profondità variabile, prelievi di campioni indisturbati, prove penetrometriche dinamiche e statiche, prove pressiometriche tipo Menard ed infine prove sismiche tipo dawn-hole.

Il terreno è caratterizzato dai valori riportati in tabella seguente, ai quali la norma prevede dei coefficienti di sicurezza parziali pari a 1.

	H	c	ϕ	γ	γs
terreno di riporto	7	0	20	1500	1500
pozzolana	13	0,5	30	1600	1600
tufo giallo	30	10	50	1800	1800

	ca	δ	kw	ks	wu
terreno di riporto	0,05	14	1	0,7	0,5
pozzolana	0,5	20	3	0,7	0,5
tufo giallo	5	34	10	0,7	0,5

Assegnando alle rispettive lettere il seguente significato:

H	spessore strato in m
c	coesione in daN/cmq
Φ	angolo di attrito in °
γ	peso specifico in daN/mc
γs	peso specifico saturo in daN/mc
ca	adesione palo terreno daN/cmq
δ	angolo di attrito palo terreno in °
kw	costante di Winkler laterale daN/cm^3
ks	coefficiente di spinta
wu	cedimento ultimo cm

I pali di riferimento, relativi alla pila 5, hanno una lunghezza totale di 8 m pertanto si trovano con 7 m in terreno di riporto e 1 m nello strato di pozzolana.

4.9.3.2 Verifiche di resistenza allo SLV dei pali

I pali, come già visto, si presentano prevalentemente con un diametro di 120 cm in un numero diverso in base alla zattera. Per quanto riguarda i pali relativi alla pila 5 si riportano di seguito le caratteriche geometriche, di materiale e le caratteristiche del terreno:

diametro	120 cm (pali classificati di “grande diamentro”)
n° pali zattera sx	8
n° pali zattera dx	8
lunghezza	8 m
quota d’interramento	0 m
tecnologia costruttiva	trivellazione
resistenza cubica cls	250 daN/cmq (equivalente al C20/25)
acciaio	Aq60 (equivalente al FeB32K DM ’96)
falda	assente

4.9.3.2.1 Verifica della portanza verticale

4.9.3.2.1.1 Sollecitazioni massime

Si considerano nuovamente le sollecitazioni derivanti dal programma di calcolo, alla base della pila 5, presa come riferimento. Nella seguente figura vengono riportati i massimi e i minimi delle forze e dei momenti ma bisogna considerare che tali valori non si presentato in contemporana nello stesso passo.

TABLE: Joint Reactions

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
473	Sisma Gr1 - SLV	NonDirHist	Max	30708,579	3529,972	3042,731	1815,3387	68138,8008	45888,652
473	Sisma Gr1 - SLV	NonDirHist	Min	2957,914	-3551,378	-2732,115	-1873,9528	-51453,1017	-58727,098
473	Sisma Gr2 - SLV	NonDirHist	Max	36365,789	3207,035	2027,551	2150,314	54221,6116	47439,327
473	Sisma Gr2 - SLV	NonDirHist	Min	-714,169	-4762,55	-1941,783	-2215,5653	-55591,95	-51564,9661
473	Sisma Gr3 -SLV	NonDirHist	Max	31383,226	4419,969	3339,099	1892,0276	54626,3999	60184,1668
473	Sisma Gr3 -SLV	NonDirHist	Min	6070,222	-3725,437	-3793,049	-1663,7533	-50559,2728	-49432,6357
2129	Sisma Gr1 - SLV	NonDirHist	Max	26492,548	3720,457	3091,26	1980,3256	67046,9362	47837,2692
2129	Sisma Gr1 - SLV	NonDirHist	Min	7715,931	-4598,087	-2708,532	-1923,9098	-51281,5763	-68877,8701
2129	Sisma Gr2 - SLV	NonDirHist	Max	32874,832	3956,468	1728,652	2291,0997	53593,3593	56291,8496
2129	Sisma Gr2 - SLV	NonDirHist	Min	3343,112	-4027,363	-1919,133	-2119,2243	-52002,7163	-48385,5917
2129	Sisma Gr3 -SLV	NonDirHist	Max	26909,927	4659,22	3520,522	1776,0025	51942,3281	71105,2478
2129	Sisma Gr3 -SLV	NonDirHist	Min	6926,625	-3153,355	-3661,625	-1733,6438	-51471,6412	-50622,4787
			max	36365,789	4659,22	3520,522	2291,0997	68138,8008	71105,2478
			min	-714,169	-4762,55	-3793,049	-2215,5653	-55591,95	-68877,8701
				+ compres					
				-trazione					

Si ricercano per tale verifica le due situazioni più sfavorevoli: palo soggetto al massimo sforzo di compressione e palo soggetto al massimo sforzo di trazione. Queste condizioni, in presenza di zattera infinitamente rigida, vengono ricavate grazie allo sforzo normale della pila ma anche ai momenti flettenti che essa trasmette in fondazione, tramite la relazione:

$$Ni = \frac{N}{n} \pm M_l \cdot \frac{xi}{(\sum xi)^2} \pm M_t \cdot \frac{yi}{(\sum yi)^2}$$

Pertanto le terne *N*, *Mt*, *Ml* (con *Mt* e *Ml* momento trasversale e longitudinale) saranno scelte caso per caso per produrre le condizioni più critiche e raggiungere i casi limite appena descritti. In linea generale lo sforzo massimo di compressione e di trazione nel palo sarà ricercato nei seguenti casi:

- COMBO 1: max *N* in compressione, max|*M2*|, max|*M3*| per ricercare il palo più compresso della zattera (figura 4-111)
- COMBO 2: max *N* in trazione, max|*M2*| e max|*M3*| o min *N* in compressione, max|*M2*| e min|*M3*| per ricercare il palo più teso nella zattera (figura 4-111)
- COMBO 3: min *N* in compressione min|*M2*| e max|*M3*| per ricercare il palo più teso nella zattera (figura 4-111)

indicando con 1 l'asse pila, 2 l'asse parallelo all'asse trasversale del viadotto, 3 l'asse parallelo all'asse longitudinale del viadotto.

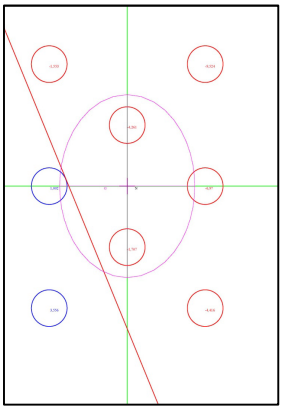


Figura 4-111: Combo 1 e 2

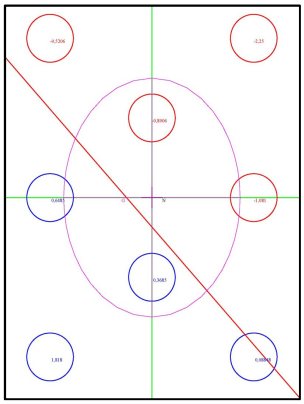


Figura 4-112: Combo 3

Si ricorda che i dati d'uscita del programma di calcolo (tra cui le caratteristiche della sollecitazione) sono costituiti da un insieme di valori per ogni passo, per un totale di 260 passi per ogni gruppo di accelerogrammi. Pertanto avremo per ogni singola base del nostro telaio (nodo 473 per la base di dx e 2129 per la base di sx) tre gruppi distinti di valori. In questo contesto si ricercheranno le terne che produrranno gli effetti più gravosi relativi alla verifica.

Nel seguito vengono riportate le verifiche considerando (per ogni condizione sopra descritta e per ogni gruppo di accelerogrammi) una combinazione caratteristica fra le diverse presenti che producono gli effetti più sfavorevoli.

Pertanto le sollecitazioni prese di riferimento sono:

+N compressione
-N trazione

	GRUPPO	473 GR1	473 GR2	473 GR2 TRAZ	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
COMBO 1	N =	22310	27500	x	23200	15950	21000	22150	kN
	T2 =	4800	4800	x	4800	4800	4800	4800	kN
	T3 =	3800	3800	x	3800	3800	3800	3800	kN
	M1 =	2300	2300	x	2300	2300	2300	2300	kNm
	M2 =	68150	55600	x	45200	37100	51500	50600	kNm
	M3 =	30800	21850	x	30200	55000	22700	25900	kNm
COMBO 2	N =	9000	5500	-715	6100	7700	15000	17000	kN
	T2 =	4800	4800	4800	4800	4800	4800	4800	kN
	T3 =	3800	3800	3800	3800	3800	3800	3800	kN
	M1 =	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	kNm
	M2 =	62000	53900	16100	42510	61500	53600	42550	kNm
	M3 =	1100	1900	5800	9600	8500	10100	1700	kNm
COMBO 3	N =	15300	11500	x	9850	15300	10500	19200	kN
	T2 =	4800	4800	x	4800	4800	4800	4800	kN
	T3 =	3800	3800	x	3800	3800	3800	3800	kN
	M1 =	2300	2300	x	2300	2300	2300	2300	kNm
	M2 =	7500	1650	x	5100	4900	5650	5700	kNm
	M3 =	58800	47500	x	51000	68900	56300	71150	kNm

indicando con $+N$ compressione e $-N$ trazione.

Si riportano le sollecitazioni alla base della zattera considerando che il taglio produce un incremento di momento flettente ($\Delta M = Txh$) e lo sforzo normale viene incrementato dal peso della zattera. Le sollecitazioni all'intradosso della zattera sono indicate con N', T',M':

		h =	2	m	altezza zattera		+N compressione -N trazione		
		Pzatt =	2675	kN					
	GRUPPO	473 GR1	473 GR2	473 GR2 TRAZ	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
COMBO 1	N' = N + Pzatt	24985	30175	X	25875	18625	23675	24825	kN
	T2' = T2 =	4800	4800	X	4800	4800	4800	4800	kN
	T3' = T3 =	3800	3800	X	3800	3800	3800	3800	kN
	M1' = M1 =	2300	2300	X	2300	2300	2300	2300	kNm
	M2' = M2+T3*h =	75750	63200	X	52800	44700	59100	58200	kNm
	M3' = M3+T2'*h =	40400	31450	X	39800	64600	32300	35500	kNm
COMBO 2	N' = N + Pzatt	11675	8175	1960	8775	10375	17675	19675	kN
	T2' = T2 =	4800	4800	4800	4800	4800	4800	4800	kN
	T3' = T3 =	3800	3800	3800	3800	3800	3800	3800	kN
	M1' = M1 =	2300	2300	2300	2300	2300	2300	2300	kNm
	M2' = M2+T3*h =	69600	61500	23700	50110	69100	61200	50150	kNm
	M3' = M3+T2'*h =	10700	11500	15400	19200	18100	19700	11300	kNm
COMBO 3	N' = N + Pzatt	17975	14175	X	12525	17975	13175	21875	kN
	T2' = T2 =	4800	4800	X	4800	4800	4800	4800	kN
	T3' = T3 =	3800	3800	X	3800	3800	3800	3800	kN
	M1' = M1 =	2300	2300	X	2300	2300	2300	2300	kNm
	M2' = M2+T3*h =	15100	9250	X	12700	12500	13250	13300	kNm
	M3' = M3+T2'*h =	68400	57100	X	60600	78500	65900	80750	kNm

Si ricerca il palo più caricato allo sforzo normale di compressione e in trazione, considerando la zattera come elemento fortemente rigido su pali tutti uguali con una rigidezza estensionale pari a *EA*. Nell'ipotesi di piastra infinitamente rigida, soggetta a presso-flessione deviata, vincolata su una serie di molle elastiche, con le sollecitazioni all'intradosso della zattera, avremo sul palo i-esimo:

$$Ni = \frac{N}{n} \pm M_l \cdot \frac{xi}{(\sum xi)^2} \pm M_t \cdot \frac{yi}{(\sum yi)^2}$$

Da notare che per determinare la portata sollecitante, che andrà poi confrontata con quella resistente ammissibile, si dovrà considera anche il contributo del peso del palo moltiplicato per un coefficiente parziale di sicurezza pari a 1. Se lo sforzo normale in testa alla pila è di compressione o di trazione, il peso del palo sarà rispettivamente sommato o sottratto.

n =	8	numero dei pali	
n2 =	3	numero pali + esterni lungo 2	
n3 =	2	numero pali + esterni lungo 3	
x1 =	2,625	y1 =	4
x2 =	0	y2 =	2
x3 =	-2,625	y3 =	0
		y4 =	-2
		y5 =	-4
Σxi^2 =	13,78	Σyi^2 =	40,00

+N compressione
-N trazione

	GRUPPO	473 GR1	473 GR2	473 GR2 TRAZ	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
COMBO 1	N1 = N'/n =	3123,13	3771,88	X	3234,38	2328,13	2959,38	3103,13	kN
	N2 = (1/n2)/M2'*xi/Σxi^2 =	4809,52	4012,70	X	3352,38	2838,10	3752,38	3695,24	kN
	N3 = (1/n3)/M3'*yi/Σyi^2 =	2020	1572,5	X	1990	3230	1615	1775	kN
	N più compr = ΣNi =	9952,65	9357,07	X	8576,76	8396,22	8326,76	8573,36	kN
	N meno compr = ΣNi =	-3706,40	-1813,32	X	-2108,01	-3739,97	-2408,01	-2367,11	kN
COMBO 2	N1 = N'/n =	1459,38	1021,88	245,00	1096,88	1296,88	2209,38	2459,38	kN
	N2 = (1/n2)/M2'*xi/Σxi^2 =	4419,05	3904,76	1504,76	3181,59	4387,30	3885,71	3184,13	kN
	N3 = (1/n3)/M3'*yi/Σyi^2 =	535	575	770	960	905	985	565	kN
	N più compr = ΣNi =	6413,42	5501,64	2519,76	5238,46	6589,18	7080,09	6208,50	kN
	N meno compr = ΣNi =	-3494,67	-3457,89	-2029,76	-3044,71	-3995,43	-2661,34	-1289,75	kN
COMBO 3	N1 = N'/n =	2246,88	1771,88	X	1565,63	2246,88	1646,88	2734,38	kN
	N2 = (1/n2)/M2'*xi/Σxi^2 =	958,73	587,30	X	806,35	793,65	841,27	844,44	kN
	N3 = (1/n3)/M3'*yi/Σyi^2 =	3420	2855	X	3030	3925	3295	4037,5	kN
	N più compr = ΣNi =	6625,61	5214,18	X	5401,97	6965,53	5783,14	7616,32	kN
	N meno compr = ΣNi =	-2131,86	-1670,43	X	-2270,72	-2471,78	-2489,39	-2147,57	kN

Considerando un peso per il palo (*Ppalo*) pari a 226,19 kN si determina lo sforzo sollecitante in compressione ed in trazione dei pali

+N compressione
-N trazione

	GRUPPO	473 GR1	473 GR2	473 GR2 TRAZ	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
COMBO 1	Ped = Ntot + Ppalo =	10178,84	9583,27	X	8802,95	8622,41	8552,95	8799,56	kN
	Ped_traz = Ntot - Ppalo =	-3480,20	-1587,13	X	-1881,81	-3513,78	-2181,81	-2140,92	kN
COMBO 2	Ped = Ntot + Ppalo =	6639,62	5727,83	2745,96	5464,66	6815,37	7306,28	6434,70	kN
	Ped_traz = Ntot - Ppalo =	-3268,48	-3231,69	-1803,57	-2818,52	-3769,23	-2435,14	-1063,56	kN
COMBO 3	Ped = Ntot + Ppalo =	6851,80	5440,37	X	5628,17	7191,72	6009,34	7842,51	kN
	Ped_traz = Ntot - Ppalo =	-1905,66	-1444,23	X	-2044,53	-2245,58	-2263,20	-1921,37	kN

4.9.3.2.1.2 Capacità portante verticale e relativa verifica

La capacità portante verticale *Plim* del singolo palo è dato dalla somma di due contributi: portanza di base (o di punta) *P* e portanza per attrito laterale *S* lungo il fusto [26].

$$Plim = P + S = p \cdot Ap + \int s_i \cdot dAs$$

dove

Ap area base palo (*Ap = π*d^2/4*)

As superficie laterale palo

p resistenza unitaria alla punta

s_i resistenza unitari laterale alla profondità z_i

Considerati i seguenti valori che caratterizzano il terreno in esame:

L =	8 m			lunghezza palo
D =	1,2 m			diametro palo
	riporto	pozzolana	tufo giallo	
	1	2	3	
H =	7	13	30	m
ϕ =	20	30	50	°
c =	0	50	1000	kN/mq
γ =	15	16	18	kN/mc
Kp = tan^2(45+ϕ/2) =	2,04	3,00	7,55	
ca =	5,00	50,00	500	kN/mq
δ =	14,00	20,00	34,00	°
ks =	0,70	0,70	0,70	

la portanza laterale *S* è stata calcolata come segue:

ca =	adesione palo-terreno	
δ =	angolo di attrito palo-terreno	
σh = Kp*σv1 = Kp*γ*h =	tensione orizzontale alla generica profondità	
si = cai + σh*tg(δi) =	resistenza unitaria laterale	
s1 = ca1 + Kp1*γ1*h*tg(δ1) =	resistenza unitaria laterale tratto 0 - 7 m	
s2 = ca2 + Kp2*γ2*h*tg(δ2) =	resistenza unitaria laterale tratto 7 - 8 m	
S = ∫7m s1 dA + ∫1m s2 dA =	**713636,91**	**capacità portante per attrito laterale kN**

mentre la portanza di base è la seguente:

k = arctg(L/D) =	1,4219	
ϕ > 0		angolo di attrito terreno nella zona della punta del palo
dq = 1+0,2√Kp*k =	1,49	fattore di profondità per il coeff. Nc
		(dq = 1+0,2√Kp*k se ϕ > 0; dq = 1 se ϕ = 0)
Nq' = e^(π*tgΦ)*Kp =	18,40	coeff. tiene conto effetti della profondità (formula di Meyerhof
Nq = dq*Nq' =	27,46	
σv1 = γ*h =	128	pressione litostatica verticale alla punta
dc = 1+0,2√Kp*k =	1,49	fattore di profondità per il coeff. Nc
Nc' = (Nq'-1)*ctgΦ =	30,14	coeff. tiene conto effetti della profondità (formula di Meyerhof
Nc = dc*Nc' =	44,99	
p = Nq*σv1 + Nc*c =	5764,76	resistenza unitaria di punta con Nc e Nq fattori che tengono conto della profondità e dipendono dalla geometria del palo e le caratteristiche del terreno
P = (π*d^2/4)*p =	**6519,79**	**capacità portante di punta kN**

Dalla portanza laterale *S* e di punta *P* si calcolano le relative capacità ammissibili (*Srd*, *Prd*) dividendo per i relativi coefficienti parziali di sicurezza prescritti dalla norma. Dopodiché si calcola la capacità portante *Plim,rd* data dalla somma dei due nel caso di compressione del palo e dalla sola portata laterale nel caso di trazione del palo. E successivamente la capacità *Plim,rd_red* che tiene conto dell'effetto gruppo pali. A questo punto si potrà confrontare la portanza sollecitante con quella resistente.

Verifica del palo in compressione:

Ped =	10178,84	kN
γ_P =	1,35	coeff di base
Prd = P/γ_P =	4829,48	kN
γ_S =	1,15	coeff laterale di compressione
Srd = S/γ_S =	620553,83	kN
Plim,rd = Prd+Srd =	625383,31	kN
r =	1	coeff riduz per effetto gruppo dei pali: per palificate in terreni incoerenti, l'esperienza (Vesic 1968) ha mostrato che l'efficienza risulta non minore a l'unità; nel progetto cautelativamente si potrà assumere r = 1 (Fondazioni - Viaggiani).
Plim,rd_red = Plim*r =	625383,31	kN
	Ped ≤ Plim,rd	**VERIFICATO**

Verifica del palo in trazione:

Ped =	-3769,23	kN
γ_S =	1,15	coeff laterale di compressione
Srd = S/γ_S =	620553,83	kN
Plim,rd = Srd =	620553,83	kN
r =	1	coeff riduz per effetto gruppo dei pali: per palificate in terreni incoerenti, l'esperienza (Vesic 1968) ha mostrato che l'efficienza risulta non minore a l'unità; nel progetto cautelativamente si potrà assumere r = 1 (Fondazioni - Viaggiani).
Plim,rd_red = Plim*r =	620553,83	kN
	Ped ≤ Plim,rd	**VERIFICATO**

4.9.3.2.2 Verifica della portanza orizzontale

4.9.3.2.2.1 Sollecitazioni massime

Trascurando gli effetti del momento torcente di entità trascurabili, si determinano le sollecitazioni più gravose in testa al palo. La condizione piu sfavorevole viene data, in tal caso, dalla risultante del taglio delle due direzioni principali e dallo sforzo normale massimo e minimo

Ntot_max = ΣNi =	9952,65 kN	N compressione
Ntot_min = ΣNi =	-3995,43 kN	N trazione
Tmax = 1/n* (T2^2-T3^2)^(1/2) =	765,26 kN	taglio che genera l'impegno flessionale nel singolo palo trascurando la quota del momento torcente in quanto piccola

4.9.3.2.2.2 Capacità portante verticale e relativa verifica

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra: il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo ed il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo. Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto), mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio)

Per determinare la portata ultima orizzontale è stata sfruttata la teoria di Broms (1964), frutto di una analisi fatta assumendo sia per il palo che per il terreno due modelli rigidi plastici [25] [26].

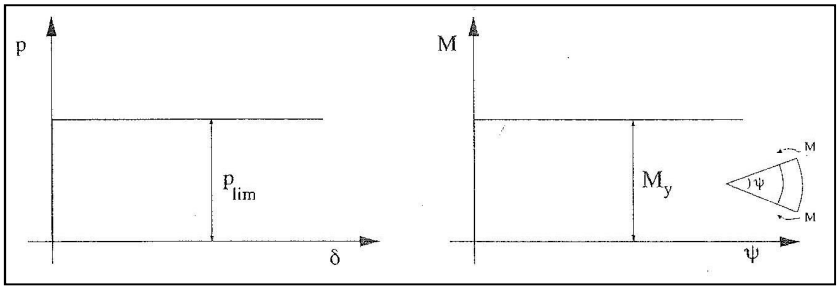


Figura 4-113: Comportamento rigido plastico del palo e del terreno

Il metodo prevede la determinazione di cinematismi di rottura per poi soddisfare le condizioni di equilibrio (alla traslazione e alla rotazione) e sono stati sviluppati diverse casistiche: per terreni coesivi e per terreni incoerenti (o non coesivi), per pali con testa libera di ruotare o impedita di ruotare, per pali di diversa altezza (palo corto, intermedio o lungo).

In sostanza mentre per terreni coesivi si assume in maniera semplificata un andamento costante della resistenza orizzontale, per la natura prevalentemente coesiva (il primo

grafico della figura è quello rigoroso), per i terreni incoerenti dove prevale il termine attritivo, si assume un andamento lineare con la profondità dato da

$$p = 3 \cdot kp \cdot \gamma \cdot z \cdot d$$

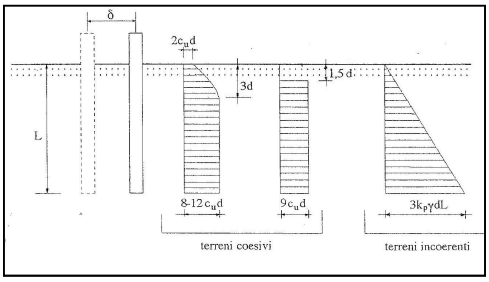


Figura 4-114: Resistenza limite del terreno

Più precisamente nel caso in esame, terreno incoerente e testa impedita di ruotare, avremo i seguenti meccanismi cinematici di collasso: caso di palo corto, intermedio e lungo.

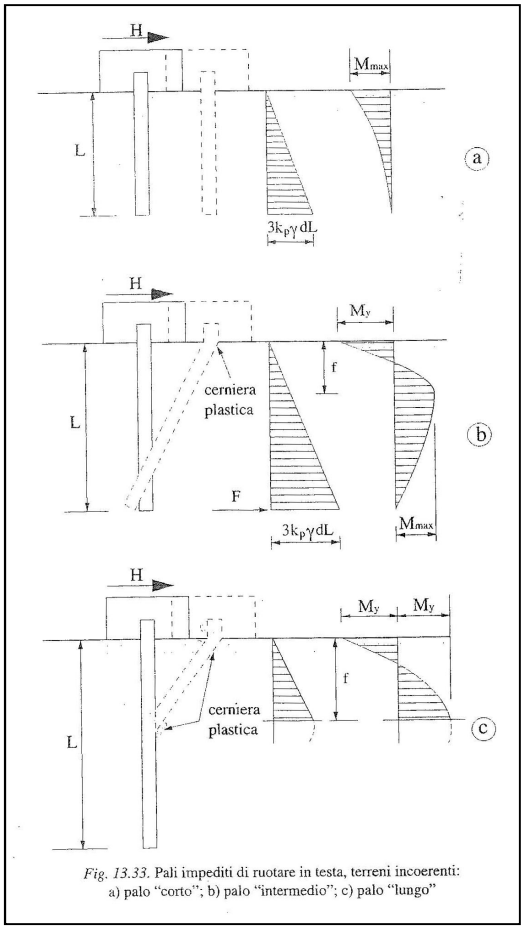


Figura 4-115: Comportamento pali

In un primo momento è stato sviluppato il calcolo della portata orizzontale nel caso di palo corto impedito di ruotare in testa. In tal caso la portata massima orizzontale è caratterizzata dall'avere una dipendenza esclusiva dalla resistenza del terreno e non da quella del palo il quale, infatti, è sottoposto ad un momento massimo minore di quello di plasticizzazione (o ultimo). Nella formula di *H* si può notare come *H* dipenda dal terreno e non dipenda da *My* (momento di plasticizzazione).

ϕ =	20	°	
L =	8	m	
Kp = tan^2(45+ϕ/2) =	2,04		
γ =	15	kN/mc	
d =	1,2	m	
Mu =	418,5	kNm	con 30fi26
			e Ntot_min = -3995,43 kN
H = 1,5*L^2*kp*γ*d =	3524,44	kN	
Mmax = 2/3*H*L =	18797,02	kNm	

Siccome il momento massimo è maggiore di quello di plasticizzazione si è passati a determinare la portanza per pali di lunghezza intermedia, verificando nello stesso tempo a non ricadere nel caso di pali lunghi attraverso il grafico di figura 4-116 e il rapporto *L/D* minimo per tale condizione.

Il calcolo e la relativa verifica per i pali intermedi è:

$$H = kp \cdot \gamma \cdot d^3 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{My \cdot d}{kp \cdot \gamma \cdot d^4 \cdot L}\right] =$$ 1227,13 kN

Hed =	765,26	kN
γ_p =	1,3	coeff portanza trasv.
Hrd =	943,94	kN
Hed ≤ Hrd	**VERIFICATO**	

Riscrivendo la formula appena utilizzata nella forma

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{My}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \cdot \frac{d}{L}$$

si può capire come *H* (portanta massima orizzontale) sia, in tal caso, funzione di *My* oltre che di *γ*, *kp*, *d* e *L* quindi della resistenza ultima del palo e della resistenza ultima del terreno. Tale relazione, insieme a quella del palo corto e del palo lungo, viene

diagrammata nella figura seguente dove vengono riportate le zone relative alle tre diverse lunghezze già descritte nel metodo e quindi tre diversi meccanismi di rottura, in funzione anche di *My* nella zona dei pali intermedi.

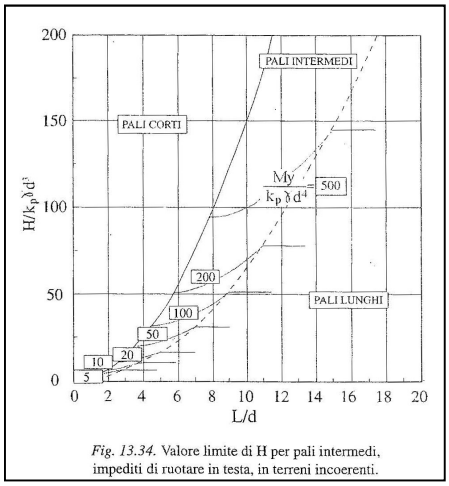


Figura 4-116: Valore limite di H

Nel caso di palo corto avremo, solo una dipendenza dal terreno

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = 1{,}5 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

Nel caso di palo lungo avremo una dipendenza sia dal terreno che dal palo (in termini di resistenze)

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \sqrt[3]{\left(3{,}676 \cdot \frac{My}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2}$$

La verifica di resistenza del palo (verifica a presso-tenso flessione), come si può capire, è gia compresa nell'ultima verifica eseguita, infatti nella sezione più critica, ovvero quella in cima, è stato determinato nella condizione più sfavorevole (palo in trazione) il momento di plasticizzazione *Mu*.

4.9.3.3 Verifiche dei plinti

I plinti su pali sono, tra le fondazioni indirette, i più diffusi. La progettazione e verifica di tali elementi può essere eseguita mediante il *metodo classico* della teoria della trave, quando per gli elementi valgono i modelli meccanici semplici (quindi possono essere schematizzati come elementi "snelli" o "travi" alla De Saint Venant) oppure, in caso

contrario, per strutture tozze secondo la metodologia dello “Strut & Tie Model” o analogia reticolare (tirante - puntone). In quest’ultimo caso, si prevede che il carico verticale della pila si trasferisce ai pali tramite una struttua reticolare triangolare di tipo spaziale, composta da tiranti in acciaio (armature longitudinali o trasversali) e puntoni in calcestruzzo che collegano le teste dei pali e la pila sovrastante [25] [13].

In sostanza il metodo classico può essere applicato solo a modelli semplici e il metodo Strut&Tie, come prevede anche l’EC2, può essere applicato sia a zone di continuità (o zone B da Bernoulli) dove valgono le ipotesi di Bernoulli-Navier, sia a zone di discontinuità (o zone D appunto da discontinuità) dove tali ipotesi non valgono più. Le schematizzazioni alla Mörsh viste per gli SLU rientrano nella prima categoria mentre le seconde sono in genere discontinuità di tipo statico (forze concentrate, appoggi, zone di ancoraggio cavi) o geometrico (brusche variazioni di sezione o di direzione dell’asse, presenza di aperture, mensole tozze, travi parete, selle Gerber).

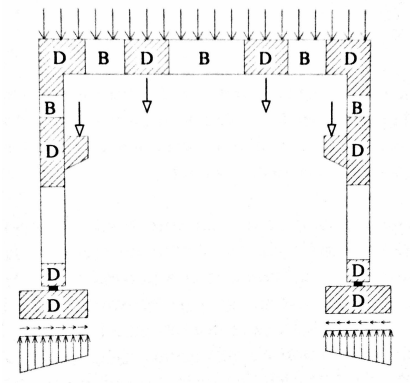


Figura 4-117: Regioni D e B

In linea generale i due metodi si applicano alle due zone complementari pertanto, dopo aver individuato nella costruzione le zone di discontinuità (o regioni D), si effettua un’analisi dello stato di sollecitazione al contorno delle stesse (azione e reazioni o azioni e sollecitazioni), si effettua la scelta del traliccio relativo alla condizione di carico e si effettua infine il progetto/verifica dei tiranti, dei nodi e dei puntoni. La scelta del traliccio può essere eseguite con diversi metodi (metodo delle linee isostatiche, metodo dei persorsi di carico, etc) ma si rimanda alle diverse letterature per la descrizione di ognuno di essi.

Per la fondazione in esame si analizzano le situazioni critiche a cui può essere sottoposta e attraverso la modellazione proposta dalla normativa “Strut and Tie” (tirante e puntone) si effettuano le opportune verifiche. Come vedremo anche in seguito, è stata utilizzata anche la “teoria classica della trave” per verificare le sezioni più critiche: sezione A-A e sezione D-D (Figura 4-118).

Le situazioni limiti, come si può ben capire, sono dipendenti dalle sollecitazioni e si presentano per le zone evidenziate in Figura 4-118. Più precisamente quando nella zona A si presenta la condizione di massima compressione della fondazione (entrambi i pali sono in compressione, l’armatura inferiore è tesa e quella superiore compressa (Figura 4-119)), dalla parte opposta (zona B) possono presentarsi diversi casi in base alla sollecitazioni:

a) una “fondazione compressa” ma minore della zona A
b) una “fondazione tesa”, in cui i pali sono entrambi tesi, l’armatura superiore è tesa e quella inferiore è compressa (Figura 4-120)
c) una via di mezzo tra a) e b) dove un palo viene compresso e l’altro teso creando uno schema S&T come in Figura 4-121.

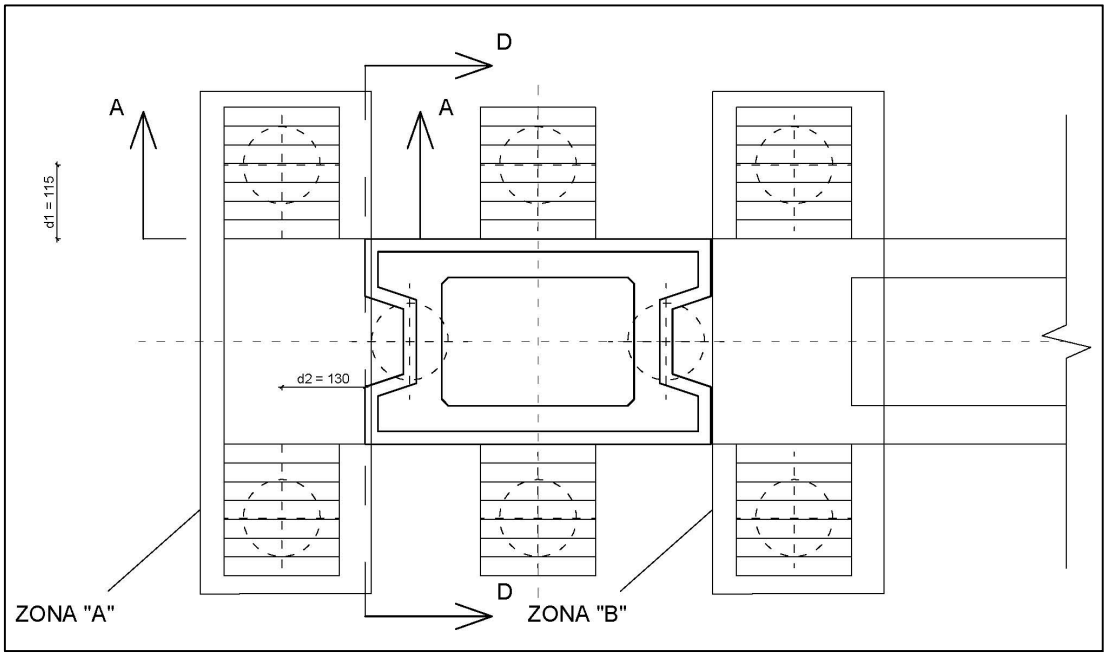


Figura 4-118: Zona di verifica e sezioni critiche.

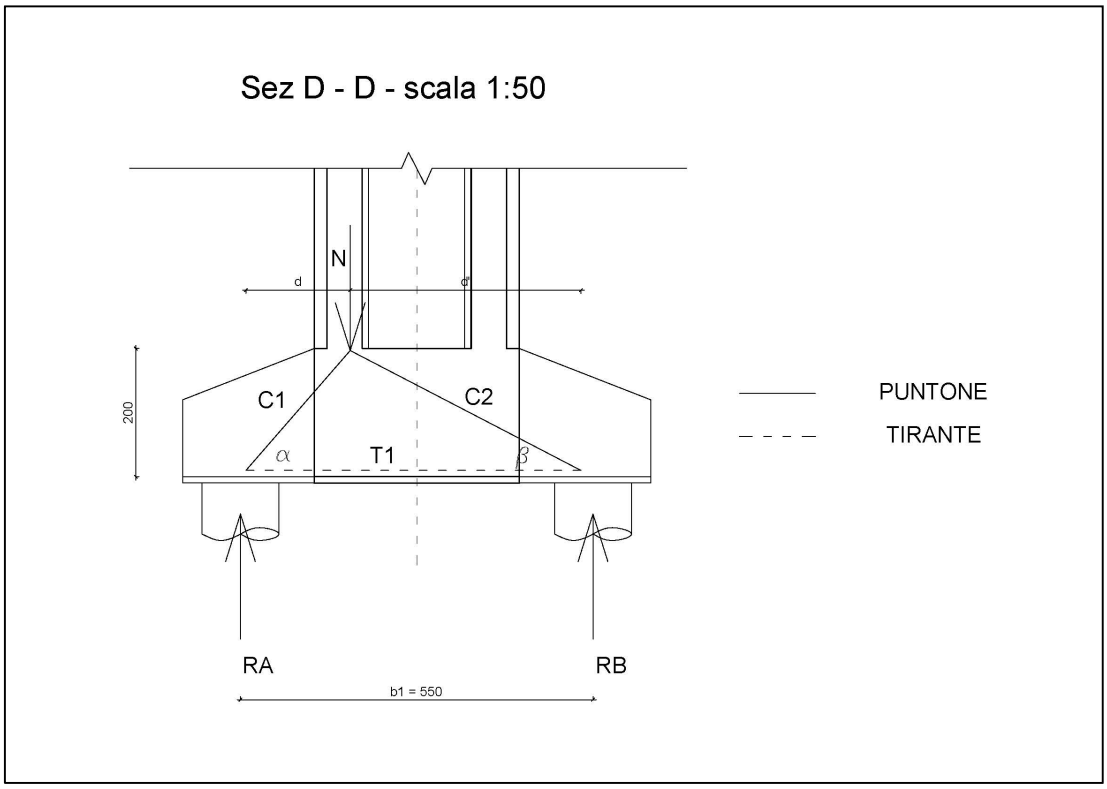


Figura 4-119: Schema S&T con pali compressi

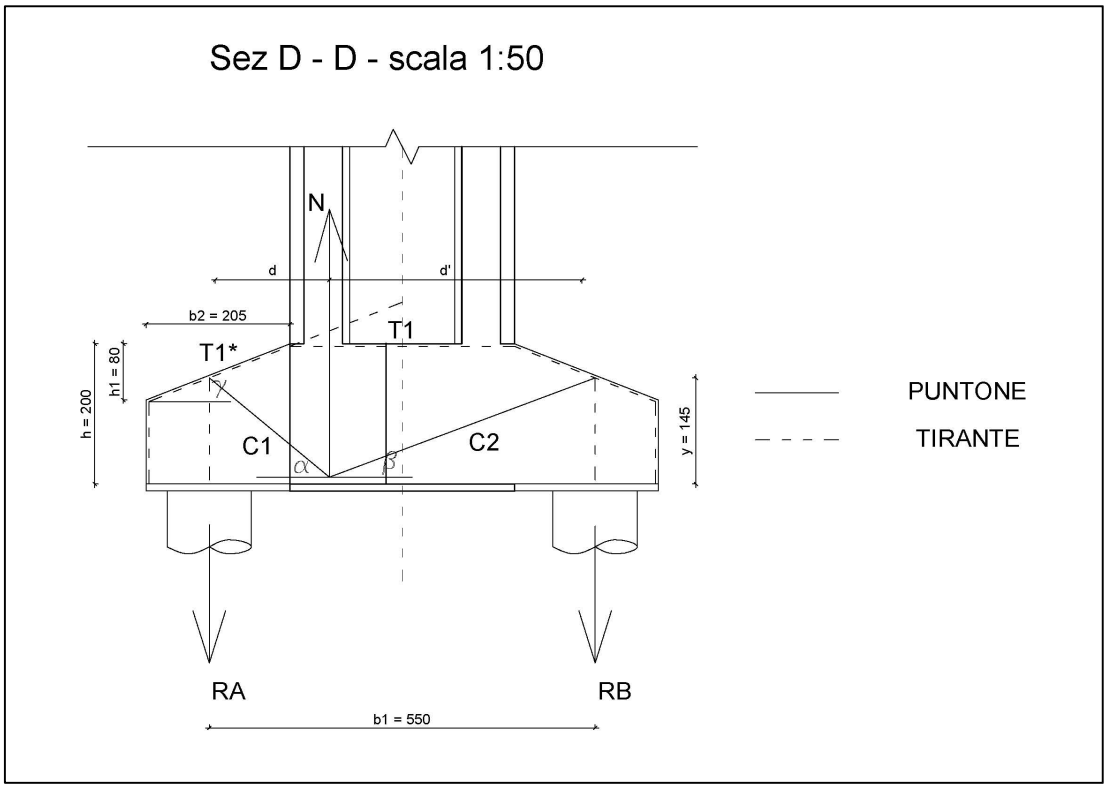


Figura 4-120. Schema S&T con pali tesi

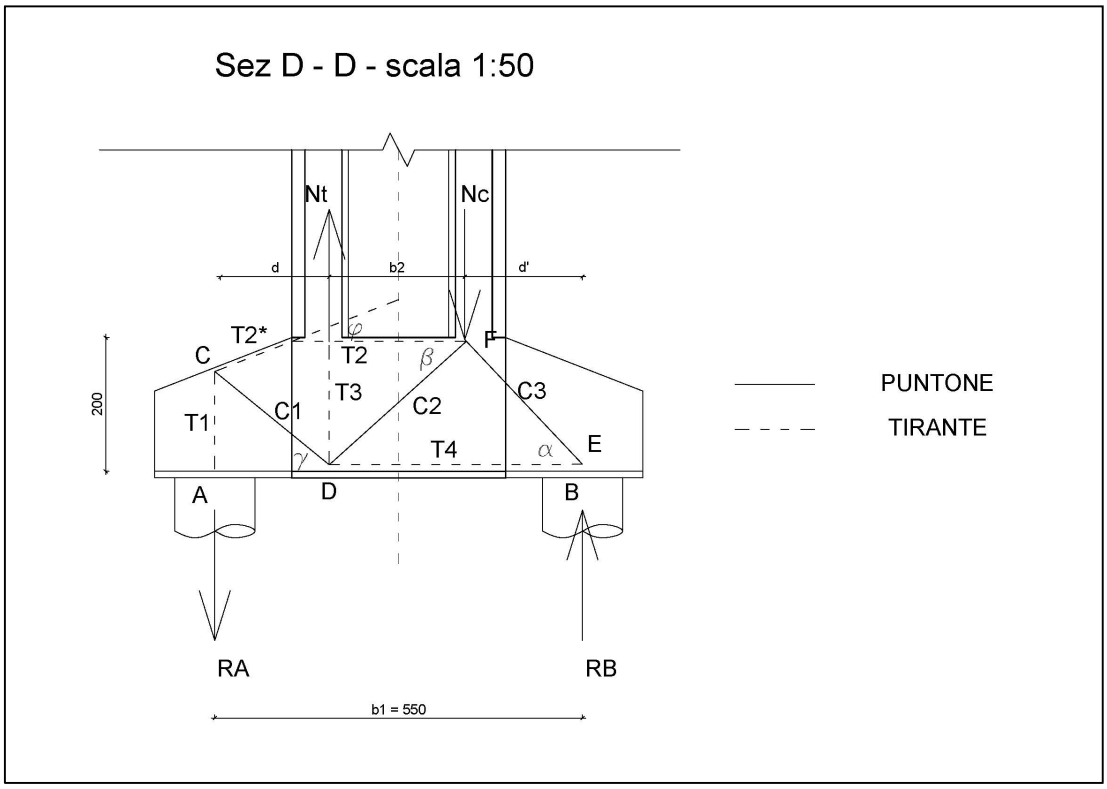


Figura 4-121: Schema S&T con palo compresso e teso

Analizzando gli schemi appena visti, la prima condizione si presenta quando lo sforzo normale di compressione è molto grande rispetto al momento flettene (N all'interno del nocciolo centrale d'inerzia e quindi sezione prevalentemente compressa), mentre viceversa la terza condizione si presenta con sforzi normali piccoli e momenti flettenti grandi (sezione prevalentemente inflessa con un diagramma a farfalla dissimetrico con zona compressa più grande rispetto alla zona tesa nel caso di compressione e viceversa nel caso di trazione). La seconda condizione, invece, si verifica quando lo sforzo normale di trazione viene incrementato dai momenti flettenti oppure abbiamo momenti elevati e sforzo di compressione piccoli.

Analizzando invece l'intero complesso zattera insieme alle azioni che la stessa riceve dalla pila, le combinazioni da considerare per ritrovare gli schemi appena descritti e che qui di seguito vengono riportate, sono le stesse già viste per i pali:

- COMBO 1: max *N* in compressione, max|*M2*|, max|*M3*| per ricercare il palo più compresso della zattera (figura 4-111). Esso produce lo schema in Figura 4-119 da un lato, mentre dal lato opposto riproduce lo schema in Figura 4-121

- COMBO 2: max *N* in trazione, max|*M2*| e max|*M3*| o min *N* in compressione, max|*M2*| e min|*M3*| per ricercare il palo più teso nella zattera (figura 4-111). Essi riproducono lo schema in Figura 4-121
- COMBO 3: min *N* in compressione min|*M2*| e max|*M3*| per ricercare il palo più teso nella zattera (figura 4-111). Esso riproduce da un lato lo schema in Figura 4-120

indicando con 1 l'asse pila, 2 l'asse parallelo all'asse trasversale del viadotto, 3 l'asse parallelo all'asse longitudinale del viadotto.

Nel prosieguo, a titolo d'esempio, verranno riportate alcune delle verifiche effettuate considerando per ogni COMBO e per gruppo una combinazione caratteristica che massimizza gli effetti cercati.

Le NTC non forniscono le resistenze di progetto delle aste e dei nodi dei modelli a tiranti e puntoni pertanto si farà riferimento all'eurocodice 2. La verifica dei tiranti è di immediata risoluzione nota l'area dell'armatura interessata e la resistenza di progetto dell'acciaio. Per i puntoni, i nodi e le armatura a taglio (tiranti che servono per assorbire la trazione ortogonale alla compressione) si utilizzano le espressioni riportate nei paragrafi §6.5.2, §6.5.3,§6.5.4 dell'EC2.

Richiamando la resistenza dei materiali si riportano insieme a queste le resistenze dei nodi:

fck =	25 N/mm^2	resistenza caratteristica del cls
fyk =	500 N/mm^2	resistenza caratteristica dell'acciaio
fcd = 0,85*fck/1,5 =	14 N/mm^2	resistenza di progetto del calcestruzzo
fyd = fyk/1,15 =	435 N/mm^2	resistenza di progetto dell'acciaio

nodi compressi (CCC)

σ1Rd,max = 0,83*fcd = 11,76 N/mm^2

nodi compressi-tesi con tiranti ancorati disposti in una direzione (CCT)

σ2Rd,max = 0,71*fcd = 10,06 N/mm^2

nodi compressi-tesi con tiranti ancorati disposti in più direzioni (CTT)

σ3Rd,max = 0,62*fcd = 8,78 N/mm^2

4.9.3.3.1 Verifiche zattera compressa

Nell'ipotesi di zattera infinitamente rigida le azioni alla base della pila (compreso il peso proprio della zattera) si ripartiscono come abbiamo già visto nel paragrafo della verifica dei pali secondo la nota formula. In alternativa si possono ricavare le reazioni ai pali attraverso il programma VcaSlu del Prof. Gelfi, mediante l'opzione "solo barre" inserendo la terna di valori *N*, *M2*, *M3*. Il programma fornisce le tensioni nei pali più critici e successivamente si possono ricavare le risultanti delle tensioni *RA* e *RB* moltiplicando facilmente le sigma con le aree dei pali. In tal caso, considerare la terna più sfavorevole in assoluto fra tutti i gruppi (quindi un unica terna di valori sfavorevoli che in realtà si presentano in passi diversi) sarebbe stato troppo cautelativo, come sarebbe stato cautelativo considerare un'unica terna per ogni gruppo di accelerogrammi, pertanto le verifiche vengono effettuate considerando per ogni gruppo le diverse terne sfavorevoli. Si ricorda che la base dx è rappresentata dal nodo 473, mentre la base di sx dal nodo 2129. Nelle pagine successive, a titolo d'esempio, vengono riportate le verifiche per una sola combinazione significativa per ogni gruppo. Con *N>0* verrà indicato la compressione e con *N<0* la trazione.

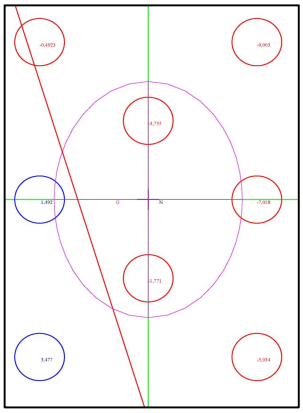
Le reazioni alla base delle pile e all'estradosso della zattera sono:

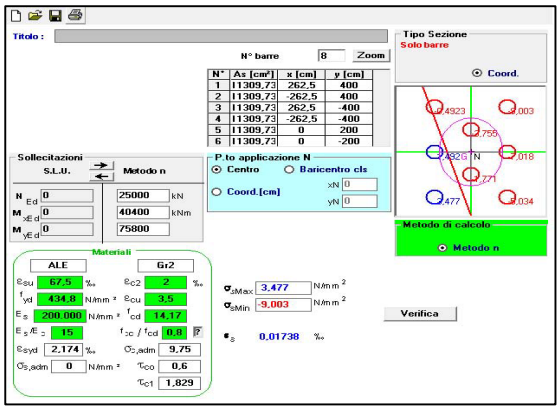
CdS BASE PILA COMBO 1

CASO	473 GR1	473 GR2	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
N =	22310	27500	23200	15950	21000	22150	kN
M2 =	68150	55600	45200	37100	51500	50600	kNm
M3 =	30800	21850	30200	55000	22700	25900	kNm
T2 =	4800	kN					
T3 =	3800	kN					
h zattera =	2	m					
Peso Zattera	2675	kN					

Invece le azioni riportate all'intradosso della zattera e le reazioni dei pali:

CASO	473 GR1	473 GR2	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
N' = N + Pzatt=	24985	30175	25875	18625	23675	24825	kN
M2' = M2+T3*h =	75750	63200	52800	44700	59100	58200	kNm
M3' = M3+T2'*h =	40400	31450	39800	64600	32300	35500	kNm
σA =	9	8,4	7,8	7,8	7,5	7,8	N/mm^2
σB =	0,5	1,3	1,9	2,7	0,9	1,2	N/mm^2
RA =	10174	9495	8817	8817	8478	8817	kN
RB =	565	1470	2148	3052	1017	1356	kN





Si calcolano le sollecitazioni nel traliccio (tiranti e puntoni) attraverso le condizioni al contorno:

	CASO	473 GR1	473 GR2	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
NODO A	d = Rb*5,50/(RA+RB) =	0,29	0,74	1,08	1,41	0,59	0,73	m
	tgα = h/d =	6,91	2,71	1,86	1,41	3,39	2,73	
	T1 = RA/tgα =	1472,49474	3499,578557	4749,428041	6234,963429	2497,98214	3232,944	kN
	C1 = √(Ra^2+T1^2) =	10279,6098	10119,72883	10014,92246	10798,90615	8838,34819	9391,141145	kN
NODO B	d' = 5,50-d =	5,21	4,76	4,42	4,09	4,91	4,77	m
	tgβ = h/(5,5-d) =	0,47961631	0,479616307	0,479616307	0,479616307	0,47961631	0,479616307	
	T1 = RB/tgβ =	1178,44	3063,95	4478,08	6363,59	2121,20	2828,26	kN
	C2 = √(RB^2+T1^2) =	1306,97	3398,13	4966,49	7057,65	2352,55	3136,73	kN

con:

d distanza della risultante da *RA* (Varignon)

tgα tangente dell'angolo in *A* tra puntone e tirante

d' distanza della risultante da *RB (5,5-d)*

tgβ tangente dell'angolo in *B* tra puntone e tirante

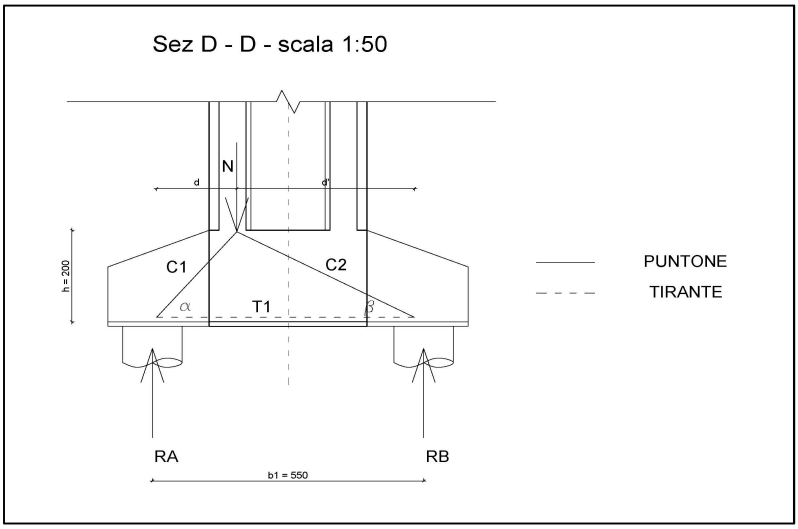


Figura 4-122. : Traliccio zattera compressa

4.9.3.3.1.1 Verifica tirante(armatura longitudinale)

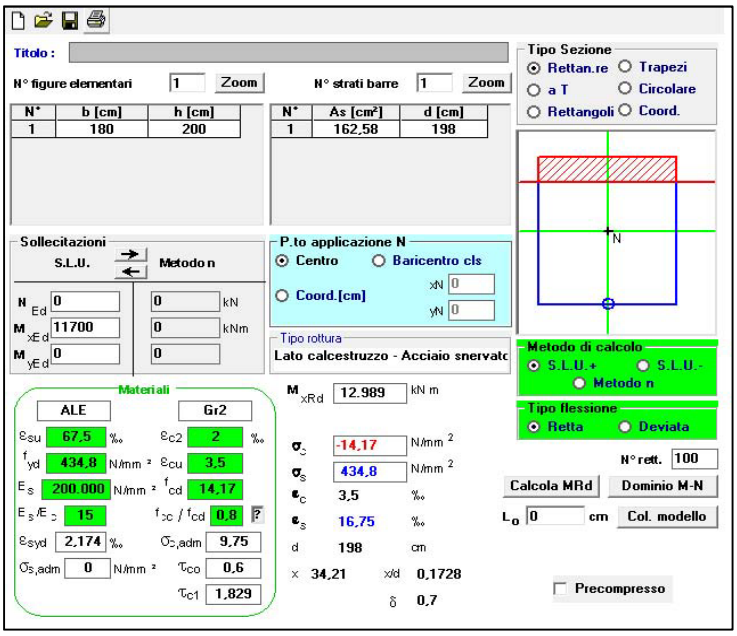
La verifica del tirante si esegue confrontando le barre richieste e le barre presenti

CASO	473 GR1	473 GR2	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
As_min = T1/fyd =	3386,74	8049,03	10923,68	14340,42	5745,36	7435,77	mm^2
	33,87	80,49	109,24	143,40	57,45	74,36	cm^2
As_fi30 =	7,07 cm^2						
n° fi30 richiesti =	4,79	11,38	15,45	20,28	8,13	10,52	
n° fi30 presenti =	23						
VERIFICA	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

In alternativa volendo utilizzare la teoria classica della trave, considerando il dente come una mensola incastrata e sottoposta ad un carico pari alla reazione del palo *RA* quindi all'incastro un momento pari a *RA* per la distanza tra *RA* e l'incastro e un taglio pari a *RA*:

RA =	10174	
d1 =	1,15	m
M_inc =	11699,64	kNm
T_inc =	10174	kN

considerando 23fi30 a 198 cm



4.9.3.3.1.2 Verifica dei nodi del tipo CCT situati in A e in B

I nodi sono da considerare come "zone critiche" in quanto si manifesta un brusco cambiamento della direzione delle forze con conseguente concentrazione degli sforzi.

Essi possono essere classificati come "concentrati" o "diffusi" (Figura 4-124:1). Normalmente quelli "diffusi" sono meno critici e per essi non è necessaria la verifica degli sforzi di compressione nel calcestruzzo, viceversa quelli "concentrati" molto più critici in termini di tensione ovviamente.

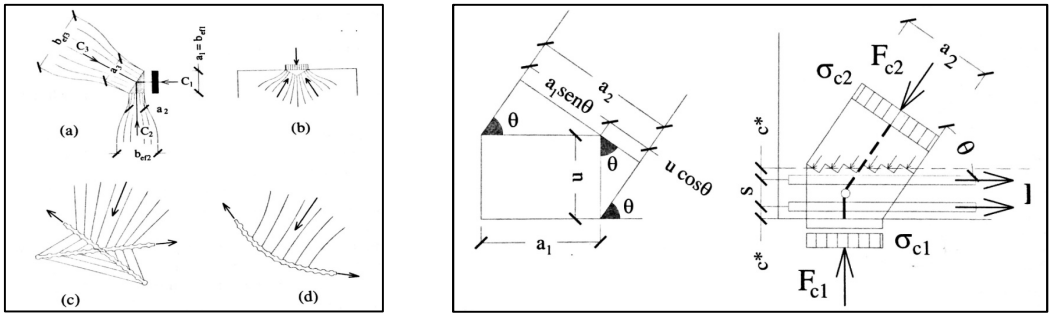


Figura 4-123: 1) Nodi concentrati (a, b) e nodi diffusi (c, d); 2) Nodo CCT con due strati di armatura

La geometria del nodo è univocamente definita dalla larghezza del palo, dallo spessore del dente, dall'altezza del tratto sul quale sono distribuite le armature inferiori *(u =2c+(n-1)s)* e dall'inclinazione del puntone (Figura 4-124:2)

n =	2	n° di strati d'armatura
s =	5 cm	interasse armatura inferiore
c =	4,5 cm	copriferro
u = 2c+(n-1)s =	14 cm	
a1 =	120 cm	diametro palo
b =	180 cm	larghezza dente

NODO A

CASO	473 GR1	473 GR2	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
α =	1,42705765	1,217686507	1,076701277	0,955292568	1,28426156	1,219351533	rad
a2 = a1*sinα+u*cosα =	120,77	117,44	112,29	106,06	119,06	117,48	cm
Fc1 = RA =	10173,60	9495,36	8817,12	8817,12	8478,00	8817,12	kN
Fc2 = C1 =	10279,61	10119,73	10014,92	10798,91	8838,35	9391,14	kN
σc1 = Fc1/(a1*b) =	4,71	4,40	4,08	4,08	3,93	4,08	N/mm^2
σc2 = Fc2/(a2*b) =	4,73	4,66	4,61	4,97	4,07	4,32	N/mm^3
VERIFICA							
max(σc1,σc2) ≤ σ2Rd,max	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	

NODO B

CASO	473 GR1	473 GR2	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
β =	0,44720808	0,447208084	0,447208084	0,447208084	0,44720808	0,447208084	rad
a2 = a1*sinβ+u*cosβ =	64,52	64,52	64,52	64,52	64,52	64,52	cm
Fc1 = RB =	565,20	1469,52	2147,76	3052,08	1017,36	1356,48	kN
Fc2 = C2 =	1306,97	3398,13	4966,49	7057,65	2352,55	3136,73	kN
σc1 = Fc1/(a1*b) =	0,26	0,68	0,99	1,41	0,47	0,63	N/mm^2
σc2 = Fc2/(a2*b) =	0,60	1,56	2,28	3,25	1,08	1,44	N/mm^3
VERIFICA							
max(σc1,σc2) ≤ σ2Rd,max	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	

4.9.3.3.1.3 Verifica nodo CCC situato tra N, C1 e C2

Tipicamente i nodi compressi CCC sono soggetti a verifica se, come già visto di tratta di nodi concentrati dove gli sforzi raggiungono valori elavati. Nel caso in esame, anche se rappresentato come un nodo concentrato, il nodo in questione è del tipo diffuso. Basti pensare che *N* rappresenta la risultante degli sforzi che la pila trasmette alla porzione di fondazione in esame. Generalmente la tipologia diffusa di nodi CCC si trovano in corrispondenza di carichi concentrati e sopra gli appoggi intermedi di travi snelle e travi parete, così come negli angoli rientranti di telai, nelle mensole tozze e in corrispondenza delle aperture.

4.9.3.3.1.4 Verifica puntoni

Per quanto riguarda i puntoni, generalmente non è necessario verificare gli sforzi in esso se le verifiche dei nodi sono soddisfatte e se viene adottata un'apposita armatura trasversale rispetto all'asse dei puntoni (ovvero armature a taglio). Per fare ciò l'EC2 rimanda al §6.2.2 relativo al progetto a taglio di elementi che non richiedono armature a taglio ed al §6.2.3 relativo ad elementi che richiedono armature a taglio. Cmq sia l'EC al §6.5.2 prevede le resistenze di progetto in base alla tipologia di puntone: prismatico, a collo di bottiglia, a ventaglio con tensioni trasversali di trazione, a ventaglio senza tensioni trasversali di trazione.

4.9.3.3.1.5 Verifica tiranti (armatura trasversale) - sez a-a

Il dente in A in queste condizioni è soggetto ad uno sforzo di taglio pari a *RA*, costante fino alla sezione d'incastro A-A, sezione cui è soggetta anche ad un momento flettente pari a *RA*b* con *b* = distanza da *RA* all'incastro. Mentre la verifica a momento può essere effettuate con la classica teoria delle travi o con la moderna teoria dello Strut and Tie come è stato sviluppato sopra, la verifica delle armature a taglio si esegue con il metodo classico previsto dalla normativa. In particolare è stato utilizzato il metodo “normale” riportato dall’EC2:

fck =	25	N/mm^2	
γc =	1,5		
fyd = fywd =	435	Mpa	
bw =	1800	mm	
d =	1980	mm	
τrd = 0,25*fctk_0,05 =	0,3	N/mm^2	prospetto 4.8
k =	1		
ϕ_inf =	30	mm	
ϕ_sup =	22	mm	
fbd = (2,25*fctk_0,05)/γc	3	N/mm^2	prospetto 5.3
lb,nett(ϕinf) = ϕ*fyd/(4*fbd) =	1087,5	mm	
lb,nett(ϕsup) = ϕ*fyd/(4*fbd) =	797,5	mm	
Asl =	28981,19	mm^2	
ρl = Asl/(bw*d) ≤ |0,02|	0,01		
σcp = Nsd/Ac =	0		
Vcd = Vrd1 = [τrd*k*(1,2+40*ρ1)+|0,15|*σcp]*bw*d =	1630814,31	N	

ϕ =	14	mm
n. bracci =	2	
A_{st} =	307,88	mm^2
s =	158	mm
Vwd_staf = Asw/s*0,9*d*fywd =	1510482,92	N

ϕ =	30	mm
n. bracci =	6	
A_{st} =	4241,15	mm^2
s =	630	mm
α =	45	gradi
Vwd_f.pieg = Asw/s*0,9*d*fywd (1+cotα)*senα=	7379977,64	N

Vrd3 = Vcd + Vwd_staf + Vwd_f.pieg =	**10521,27**	**kN**

α_st =	90	°
α_fer_pie =	45	°
armature trasversali =	staf vert e fer pieg	
cotα =	0	
υ = 0,7-fck/200 ≥ 0,5	0,575	
fcd = =(fck*0,85)/1,5 =	16,35	N/mm^2

Vrd2 = 1/2*υ*fcd*bw*0,9*d*(1+cotα) =	**15074,18**	**kN**

Vrs = 10174 kN

VERIFICA: Vrs ≤ min (Vrd2; Vrd3)

VERIFICA: **OK**

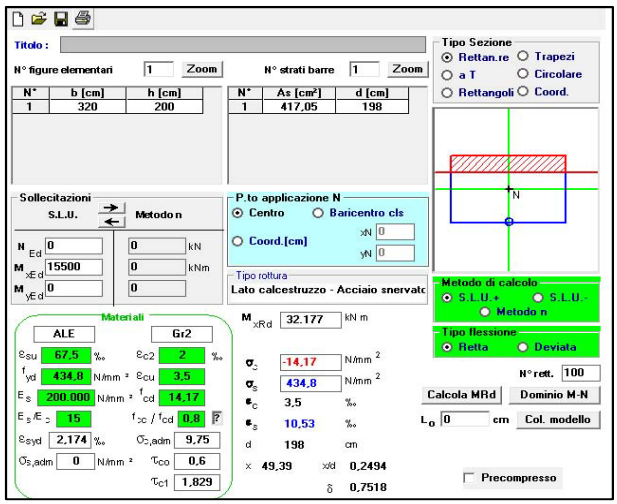
4.9.3.3.1.6 Verifica sezione D-D

Usufruendo la teoria classica della trave si verifica la sezione D-D soggetta a momento flettente e taglio. Considerando le presenti sollecitazioni si verifica che il momento sollecitante sia minore del momento resistente e, tramite il metodo normale dell'EC2, che il taglio sollecitante sia minore del taglio resistente

CASO	473 GR1	473 GR2	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
d2 =	130	cm					
taglio = RA+RB =	10739	10965	10965	11869	9495	10174	kN
momento = (RA+RB)*d2 =	13960,44	14254,34	14254,34	15429,96	12343,97	13225,68	kNm

max momento =	15429,96	kNm
taglio =	11869,20	kN

considerando 59fi30 a 198 cm



fck =	25	N/mm^2	
γc =	1,5		
fyd = fywd =	435	Mpa	
bw =	3200	mm	
d =	1980	mm	
τrd = 0,25*fctk_0,05 =	0,3	N/mm^2	prospetto 4.8
k =	1		
ϕ_inf =	30	mm	
ϕ_sup =	22	mm	
fbd = (2,25*fctk_0,05)/γc	3	N/mm^2	prospetto 5.3
lb,nett(ϕinf) = ϕ*fyd/(4*fbd) =	1087,5	mm	
lb,nett(ϕsup) = ϕ*fyd/(4*fbd) =	797,5	mm	
Asl =	41704,64	mm^2	
ρl = Asl/(bw*d) ≤ |0,02|	0,01		
σcp = Nsd/Ac =	0		
Vcd = Vrd1 = [τrd*k*(1,2+40*ρ1)+|0,15|*σcp]*bw*d =	2781415,71	N	

ϕ =	14	mm
n. bracci =	2	
A_{st} =	307,88	mm^2
s =	158	mm
Vwd_staf = Asw/s*0,9*d*fywd =	1510482,92	N

ϕ =	30	mm
n. bracci =	12	
A_{st} =	8482,30	mm^2
s =	650	mm
α =	45	gradi
Vwd_f.pieg = Asw/s*0,9*d*fywd (1+cot α)*senα=	14305802,82	N

Vrd3 = Vcd + Vwd_staf + Vwd_f.pieg =	**18597,70**	**kN**

α_st =	90	°
α_fer_pie =	45	°
armature trasversali =	staf vert e fer pieg	
cotα =	0	
υ = 0,7-fck/200 ≥ 0,5	0,575	
fcd = =(fck*0,85)/1,5 =	16,35	N/mm^2
Vrd2 = 1/2*υ*fcd*bw*0,9*d*(1+cotα) =	**26798,54**	**kN**

Vrs = 11869,20 kN

VERIFICA: Vrs ≤ min (Vrd1; Vrd2)

VERIFICA: **OK**

4.9.3.3.2 Verifiche zattera tesa e compressa

Nell'ipotesi di zattera infinitamente rigida le azioni alla base della pila (compreso il peso proprio della zattera) si ripartiscono come abbiamo già visto nel paragrafo della verifica dei pali secondo la nota formula. In alternativa si possono ricavare le reazioni ai pali attraverso il programma VcaSlu del Prof. Gelfi, mediante l'opzione "solo barre" inserendo la terna di valori *N*, *M2*, *M3*. Il programma fornisce le tensioni nei pali più critici e successivamente si possono ricavare le risultanti delle tensioni *RA* e *RB* moltiplicando facilmente le sigma con le aree dei pali. In tal caso, considerare la terna più sfavorevole in assoluto fra tutti i gruppi (quindi un unica terna di valori sfavorevoli che in realtà si presentano in passi diversi) sarebbe stato troppo cautelativo, come sarebbe stato cautelativo considerare un'unica terna per ogni gruppo di accelerogrammi, pertanto le verifiche vengono effettuate considerando per ogni gruppo le diverse terne sfavorevoli. Si ricorda che la base dx è rappresentata dal nodo 473, mentre la base di sx dal nodo 2129. Nelle pagine successive, a titolo d'esempio,

vengono riportate le verifiche per una sola combinazione significativa per ogni gruppo. Con $N>0$ verrà indicato la compressione e con $N<0$ la trazione.

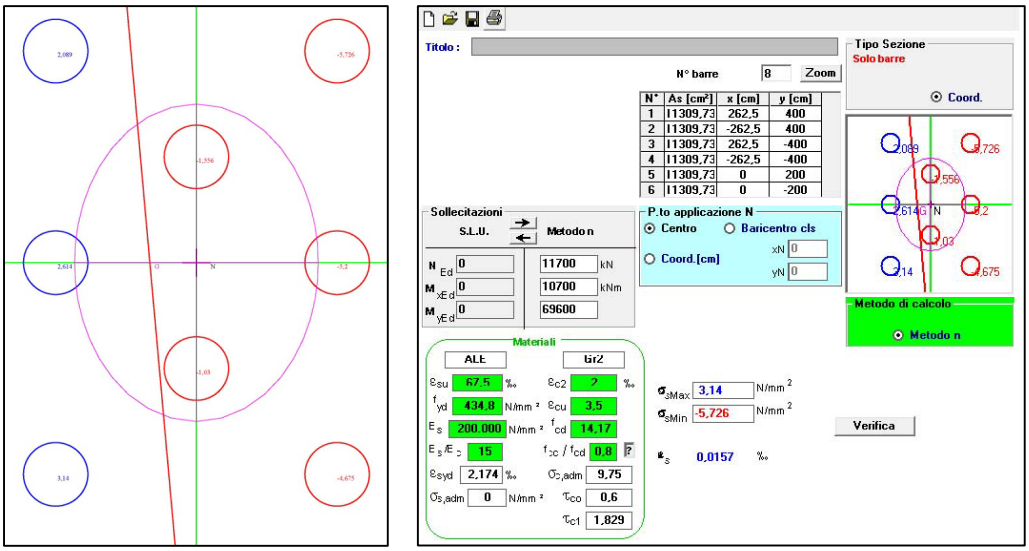
Le reazioni alla base delle pile e all'estradosso della zattera sono:

CdS BASE PILA COMBO 2

CASO	473 GR1	473 GR2	473 GR2 TRAZ	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
N =	9000	5500	-715	6100	7700	15000	17000	kN
M2 =	62000	53900	16100	42510	61500	53600	42550	kNm
M3 =	1100	1900	5800	9600	8500	10100	1700	kNm
T2 =	4800 kN							
T3 =	3800 kN							
h zattera =	2 m							
Peso Zattera	2675 kN							

Invece le azioni riportate all'intradosso della zattera e le reazioni dei pali:

CASO	473 GR1	473 GR2	473 GR2 TRAZ	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
N' = N + Pzatt=	11675	8175	1960	8775	10375	17675	19675	kN
M2' = M2+T3*h =	69600	61500	23700	50110	69100	61200	50150	kNm
M3' = M3+T2'*h =	10700	11500	15400	19200	18100	19700	11300	kNm
σA =	-3,14	-3,1	-1,9	-2,8	-3,6	-2,4	-1,2	N/mm^2
σB =	4,7	3,8	0,8	2,9	4,1	4,4	4,4	N/mm^2



Si calcolano le condizioni al contorno

CASO	473 GR1	473 GR2	473 GR2 TRAZ	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
RA =	-3549	-3504	-2148	-3165	-4069	-2713	-1356	kN
RB =	5313	4296	904	3278	4635	4974	4974	kN
N = -RA+RB =	1763	791	-1243	113	565	2261	3617	
e = (RA+RB)*5,50/2*1/N =	13,82	27,11	-6,75	156,75	42,35	9,35	4,81	m
N_baric sez =	1763,42	791,28	-1243,44	113,04	565,20	2260,80	3617,28	kN
M_baric sez = N*e =	24371,42	21449,34	8393,22	17719,02	23936,22	21138,48	17408,16	kNm
A =	10,41	mq						
Wel =	8,25	m^3						
σN = N/A	169,40	76,01	-119,45	10,86	54,29	217,18	347,48	kN/mq
σM = M/Wel =	2954,11	2599,92	1017,36	2147,76	2901,36	2562,24	2110,08	
x = (σM-σN)*3,20/(2*σM) =	1,51	1,55	1,41	1,59	1,57	1,46	1,34	m
(σM-σN)/x =	1846,32	1624,95	805,02	1342,35	1813,35	1601,40	1318,80	
Nc =	9646	8159	3219	6508	8968	8688	7944	kN
Nt =	8142	7484	2422	6411	8486	6759	4858	kN

dove

N = sforzo normale, si calcola con una equazione alla traslazione orizzontale (*N>0* come in figura, *N<0* opposta alla figura)

e = eccentricità e si calcola con l'equazione alla rotazione (*e>0* come in figura, *e<0* opposta alla figura)

*N_baric*_sez >0 compressione, *N_baric*_sez <0 trazione

x = distanza del punto di nullo del diagramma delle tensioni dal filo pila (i valori non evidenziati sono riferiti al filo pila vicino a A, quelli evidenziati al filo pila vicino a B)

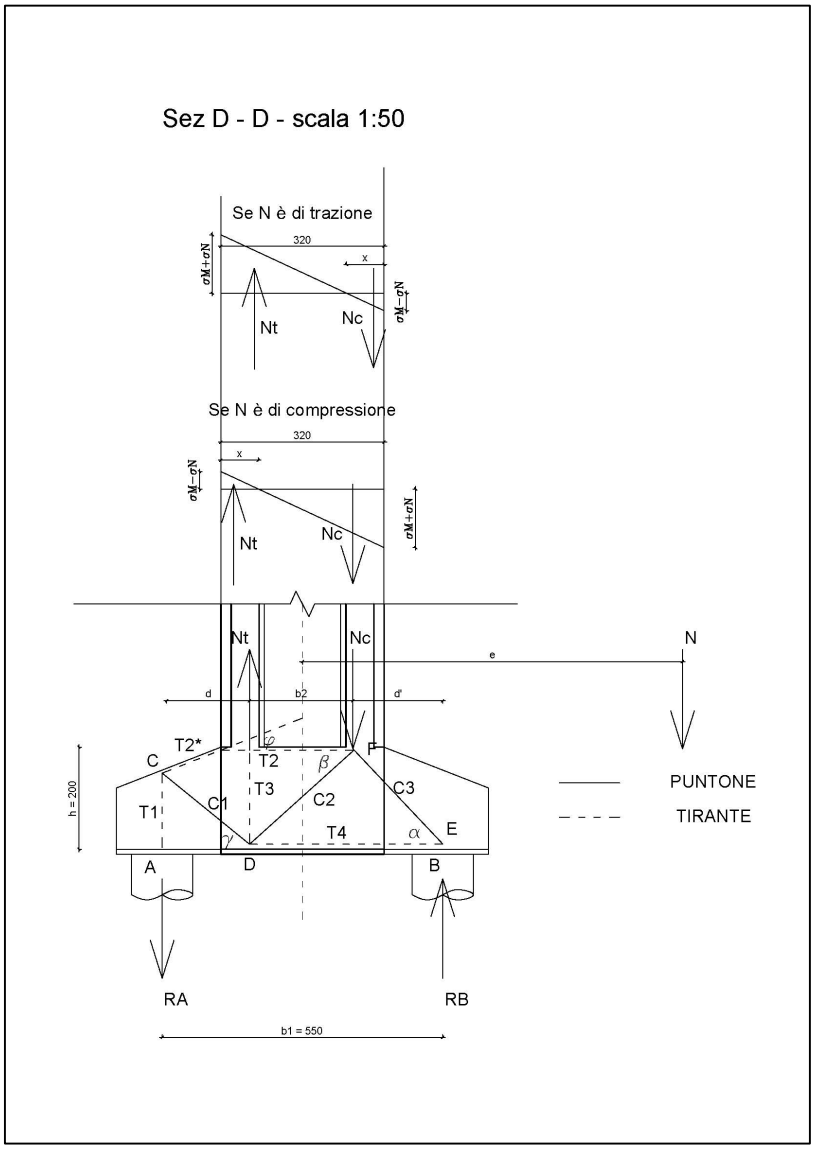


Figura 4-124: Traliccio zattera tesa e compressa

Si determinano le sollecitazioni nel traliccio

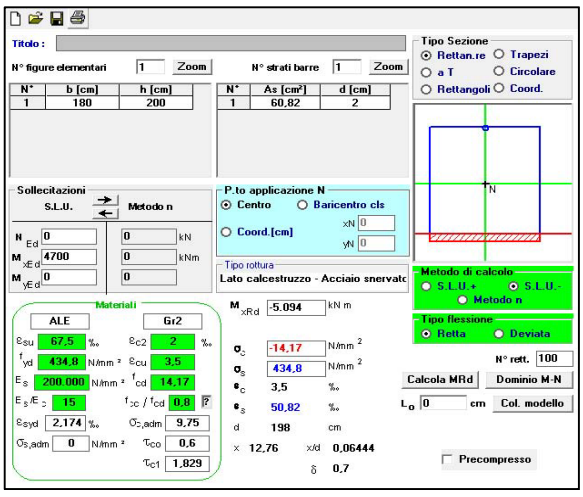
	CASO	473 GR1	473 GR2	473 GR2 TRAZ	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
NODO E	tgα = h/d' =	1,7306	1,7309	1,7302	1,7311	1,7310	1,7304	1,7298	
	T4 = RB/tgα =	3070	2482	523	1894	2678	2874	2875	kN
	C3 = RB/sinα =	6136	4961	1045	3786	5352	5745	5745	kN
NODO F	b2 =	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	m
	tgβ = h/b2 =	0,9375	0,9375	0,9375	0,9375	0,9375	0,9375	0,9375	
	C2y = Nc-C3y =	4333	3863	2315	3229	4333	3714	2970	kN
	C2 = C2y/senβ =	6335	5649	3385	4722	6336	5430	4343	kN
	T2 = C2x-C3x =	1552	1639	1947	1551	1945	1087	293	kN
	ϕ =	0,3665	0,3665	0,3665	0,3665	0,3665	0,3665	0,3665	
	T2* = T2*cosϕ =	1449	1530	1817	1448	1815	1015	273	kN
NODO D	d =	1,65	1,67	1,75	1,68	1,67	1,64	1,60	m
	tgγ = h/d =	1,2101	1,1992	1,1455	1,1900	1,1952	1,2209	1,2535	
	C1x = C2x-T4 =	1552	1639	1947	1551	1945	1087	293	kN
	C1 = C1x/cosγ =	2436	2560	2960	2411	3030	1716	469	kN

4.9.3.3.2.1 Verifica tiranti (armatura longitudinale)

La verifica del tirante si esegue confrontando le barre richieste e le barre presenti

	CASO	473 GR1	473 GR2	473 GR2 TRAZ	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
T4	As_min = T4/fyd =	7060,74	5707,94	1202,16	4355,57	6158,27	6610,89	6613,33	mm^2
		70,61	57,08	12,02	43,56	61,58	66,11	66,13	cm^2
	As_fi30 =	7,07	cm^2						
	n° fi30 richiesti =	9,99	8,07	1,70	6,16	8,71	9,35	9,35	
	n° fi30 presenti =	23							
	VERIFICA	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
T2	As_min = T2/fyd =	3569,70	3770,18	4477,40	3567,45	4472,61	2501,06	673,21	mm^2
		35,70	37,70	44,77	35,67	44,73	25,01	6,73	cm^2
	As_fi22 =	3,80	cm^2						
	n° fi22 richiesti =	9,39	9,92	11,78	9,38	11,77	6,58	1,77	
	n° fi22 presenti =	16							
	VERIFICA	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
T1	As_min = RA/fyd =	8163,75	8059,75	4939,85	7279,78	9359,71	6239,81	3119,90	mm^2
		81,64	80,60	49,40	72,80	93,60	62,40	31,20	cm^2
	As_fi26 =	5,31	cm^2						
	n° fi26 richiesti =	15,38	15,18	9,30	13,71	17,63	11,75	5,88	
	n° fi26 presenti =	30							
	VERIFICA	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

In alternativa volendo utilizzare la teoria classica della trave, considerando il dente come una mensola incastrata e sottoposta ad un carico pari alla reazione del palo *RA* quindi all'incastro un momento pari a *RA* per la distanza tra *RA* e l'incastro e un taglio pari a *RA:*



RA =	-4069
d1 =	1,15 m
M_inc =	-4679,86 kNm
T_inc =	4069 kN
	considerando 16fi22 a 2 cm

4.9.3.3.2.2 Verifica dei nodi situati in E e in D

I nodi sono da considerare come "zone critiche" in quanto si manifesta un brusco cambiamento della direzione delle forze con conseguente concentrazione degli sforzi. Essi possono essere classificati come "concentrati" o "diffusi" (Figura 4-124:1). Normalmente quelli "diffusi" sono meno critici e per essi non è necessaria la verifica degli sforzi di compressione nel calcestruzzo, viceversa quelli "concentrati" molto più critici in termini di tensione.

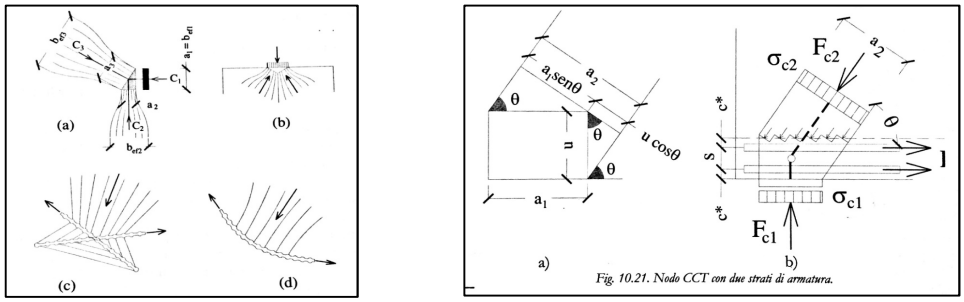


Figura 4-125: 1)Nodi concentrati (a, b) e nodi diffusi (c, d); 2) Nodo CCT con due tratti di armatura

La geometria del nodo è univocamente definita dalla larghezza del palo, dallo spessore del dente, dall'altezza del tratto sul quale sono distribuite le armature inferiori *(u =2c+(n-1)s)* e dall'inclinazione del puntone (Figura 4-124:2)

n =	2	n° di strati d'armatura
s =	5 cm	interasse armatura inferiore
c =	4,5 cm	copriferro
u = 2c+(n-1)s =	14 cm	
a1 =	120 cm	diametro palo
b =	180 cm	larghezza dente

NODO E (CCT)

CASO	473 GR1	473 GR2	473 GR2 TRAZ	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
α =	1,0468	1,0469	1,0467	1,0470	1,0469	1,0468	1,0466	rad
a2 = a1*sinα+u*cosα =	110,91	110,91	110,90	110,91	110,91	110,90	110,90	cm
Fc1 = RA =	5312,88	4295,52	904,32	3278,16	4634,64	4973,76	4973,76	kN
Fc2 = C1 =	6136,03	4960,89	1044,50	3785,83	5352,47	5744,55	5745,08	kN
σc1 = Fc1/(a1*b) =	2,46	1,99	0,42	1,52	2,15	2,30	2,30	N/mm^2
σc2 = Fc2/(a2*b) =	3,07	2,49	0,52	1,90	2,68	2,88	2,88	N/mm^3
VERIFICA								
max(σc1,σc2) ≤ σ2Rd,max	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

NODO D

CASO	473 GR1	473 GR2	473 GR2 TRAZ	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
γ =	0,8802	0,8757	0,8531	0,8719	0,8741	0,8845	0,8974	rad
a2 = a1*sinγ+u*cosγ =	101,42	101,13	99,61	100,88	101,02	101,71	102,54	cm
Fc1 = RB =	5312,88	4295,52	904,32	3278,16	4634,64	4973,76	4973,76	kN
Fc2 = C2 =	6335,43	5648,68	3384,85	4721,89	6335,69	5430,45	4342,56	kN
σc1 = Fc1/(a1*b) =	2,46	1,99	0,42	1,52	2,15	2,30	2,30	N/mm^2
σc2 = Fc2/(a2*b) =	3,17	2,83	1,70	2,37	3,17	2,72	2,18	N/mm^3
VERIFICA								
max(σc1,σc2) ≤ σ2Rd,max	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

4.9.3.3.2.3 Verifica nodo CCC situato traNc, C2 e C3

Tipicamente i nodi compressi CCC sono soggetti a verifica se, come già visto di tratta di nodi concentrati dove gli sforzi raggiungono valori elavati. Nel caso in esame, anche se rappresentato come un nodo concentrato, il nodo in questione è del tipo diffuso. Basti pensare che *N* rappresenta la risultante degli sforzi che la pila trasmette alla porzione di fondazione in esame. Generalmente la tipologia diffusa di nodi CCC si trovano in corrispondenza di carichi concentrati e sopra gli appoggi intermedi di travi snelle e travi parete, così come negli angoli rientranti di telai, nelle mensole tozze e in corrispondenza delle aperture.

4.9.3.3.2.4 Verifica puntoni

Per quanto riguarda i puntoni, generalmente non è necessario verificare gli sforzi in esso se le verifiche dei nodi sono soddisfatte e se viene adottata un'apposita armatura trasversale rispetto all'asse dei puntoni (ovvero armature a taglio). Per fare ciò l'EC2 rimanda al §6.2.2 relativo al progetto a taglio di elementi che non richiedono armature a taglio ed al §6.2.3 relativo ad elementi che richiedono armature a taglio. Cmq sia l'EC al §6.5.2 prevede le resistenze di progetto in base alla tipologia di puntone: prismatico, a collo di bottiglia, a ventaglio con tensioni trasversali di trazione, a ventaglio senza tensioni trasversali di trazione

4.9.3.3.2.5 Verifica tiranti (armatura trasversale) – sez a-a

Il dente in A in queste condizioni è soggetto ad uno sforzo di taglio pari a *RA*, costante fino alla sezione d'incastro A-A, sezione cui è soggetta anche ad un momento flettente pari a *Ra*b* con *b* = distanza da *RA* all'incastro. Mentre la verifica a momento può essere effettuate con la classica teoria delle travi o con la moderna teoria dello Strut and Tie come è stato sviluppato sopra, la verifica delle armature a taglio si esegue con il metodo classico previsto dalla normativa. In particolare è stato utilizzato il metodo “normale” riportato dall’EC2:

fck =	25	N/mm^2	
γc =	1,5		
fyd = fywd =	435	Mpa	
bw =	1800	mm	
d =	1980	mm	
τrd = 0,25*fctk_0,05 =	0,3	N/mm^2	prospetto 4.8
k =	1		
ϕ_inf =	30	mm	
ϕ_sup =	22	mm	
fbd = (2,25*fctk_0,05)/γc	3	N/mm^2	prospetto 5.3
lb,nett(ϕinf) = ϕ*fyd/(4*fbd) =	1087,5	mm	
lb,nett(ϕsup) = ϕ*fyd/(4*fbd) =	797,5	mm	
Asl =	5701,99	mm^2	
ρl = Asl/(bw*d) ≤ |0,02|	0,00		
σcp = Nsd/Ac =	0		
Vcd = Vrd1 = [τrd*k*(1,2+40*ρ1)+|0,15|*σcp]*bw*d =	1351463,89	N	

ϕ =	14	mm	
n. bracci =	2		
A_{st} =	923,63	mm^2	
s =	158	mm	
Vwd_staf = Asw/s*0,9*d*fywd =	4531448,75	N	

in tal caso i ferri piegati non partecipano e quindi si considera solo le staffe nel calcolo.

Vrd3 = Vcd + Vwd_staf + Vwd_f.pieg =	**5882,91**	**kN**

α_st =	90	°
α_fer_pie =	45	°
armature trasversali =	staf vert e fer pieg	
cotα =	0	
υ = 0,7-fck/200 ≥ 0,5	0,575	
fcd = =(fck*0,85)/1,5 =	16,35	N/mm^2
Vrd2 = 1/2*υ*fcd*bw*0,9*d*(1+cotα) =	**15074,18**	**kN**

Vrs = 4069 kN

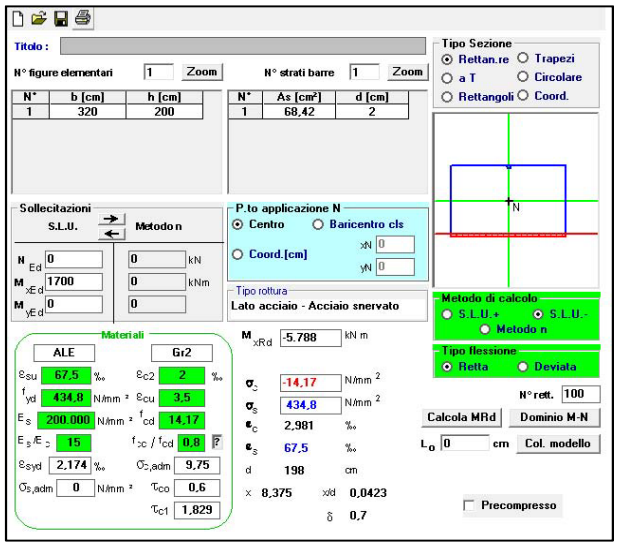
VERIFICA: Vrs ≤ min (Vrd1; Vrd2)

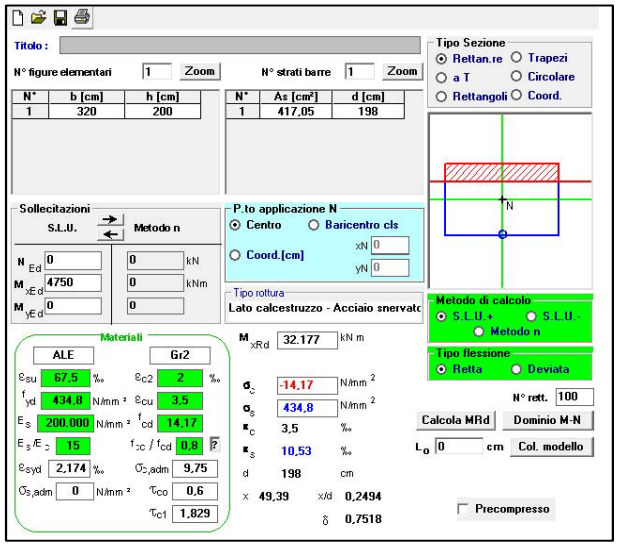
VERIFICA: **OK**

4.9.3.3.2.6 Verifica sezione D-D

Usufruendo la teoria classica della trave si verifica la sezione D-D soggetta a momento flettente e taglio. Considerando le presenti sollecitazioni si verifica che il momento sollecitante sia minore del momento resistente e, tramite il metodo normale dell'EC2 che il taglio sollecitante sia minore del taglio resistente

CASO	473 GR1	473 GR2	473 GR2 TRAZ	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
d2 =	130	cm						
taglio = RA+RB =	1763	791	-1243	113	565	2261	3617	kN
momento = (RA+RB)*d2 =	2292,45	1028,66	-1616,47	146,95	734,76	2939,04	4702,46	kNm
taglio NEGATIVO=	-1243,44	kN	considerando 18fi22 a 2 cm				+ compressione	
max momento NEGATIVO=	-1616,47	kNm					- trazione	
taglio POSITIVO=	3617,28	kN	considerando 59fi30 a 198 cm					
max momento POSITIVO =	4702,46	kNm						





fck =	25	N/mm^2	
γc =	1,5		
fyd = fywd =	435	Mpa	
bw =	3200	mm	
d =	1980	mm	
τrd = 0,25*fctk_0,05 =	0,3	N/mm^2	prospetto 4.8
k =	1		
ϕ_inf =	30	mm	
ϕ_sup =	22	mm	
fbd = (2,25*fctk_0,05)/γc	3	N/mm^2	prospetto 5.3
lb,nett(ϕinf) = ϕ*fyd/(4*fbd) =	1087,5	mm	
lb,nett(ϕsup) = ϕ*fyd/(4*fbd) =	797,5	mm	
Asl =	6842,39	mm^2	
ρl = Asl/(bw*d) ≤ |0,02|	0,00		
σcp = Nsd/Ac =	0		

Vcd = Vrd1 =		
[τrd*k*(1,2+40*ρ1)+|0,15|*σcp]*bw*d =	4726137,33	N
	4726,14	kN

Vrs = -1243,44 kN

VERIFICA: Vrs ≤ min (Vrd1; Vrd2)

VERIFICA: **OK**

Le sezioni in cui il taglio di calcolo *VSd* è minore di *VRd1*, non richiedono armature per il taglio di calcolo, quindi il taglio negativo sollecitante viene incassato dalla fondazione anche senza armature apposite.

4.9.3.3.3 Verifiche zattera tesa

Nell'ipotesi di zattera infinitamente rigida le azioni alla base della pila (compreso il peso proprio della zattera) si ripartiscono come abbiamo già visto nel paragrafo della verifica dei pali secondo la nota formula. In alternativa si possono ricavare le reazioni ai pali attraverso il programma VcaSlu del Prof. Gelfi, mediante l'opzione "solo barre" inserendo la terna di valori *N*, *M2*, *M3*. Il programma fornisce le tensioni nei pali più critici e successivamente si possono ricavare le risultanti delle tensioni *RA* e *RB* moltiplicando facilmente le sigma con le aree dei pali. In tal caso, considerare la terna più sfavorevole in assoluto fra tutti i gruppi (quindi un unica terna di valori sfavorevoli che in realtà si presentano in passi diversi) sarebbe stato troppo cautelativo, come sarebbe stato cautelativo considerare un'unica terna per ogni gruppo di accelerogrammi, pertanto le verifiche vengono effettuate considerando per ogni gruppo le diverse terne sfavorevoli. Si ricorda che la base dx è rappresentata dal nodo 473, mentre la base di sx dal nodo 2129. Nelle pagine successive, a titolo d'esempio, vengono riportate le verifiche per una sola combinazione significativa per ogni gruppo. Con *N>0* verrà indicato la compressione e con *N<0* la trazione.

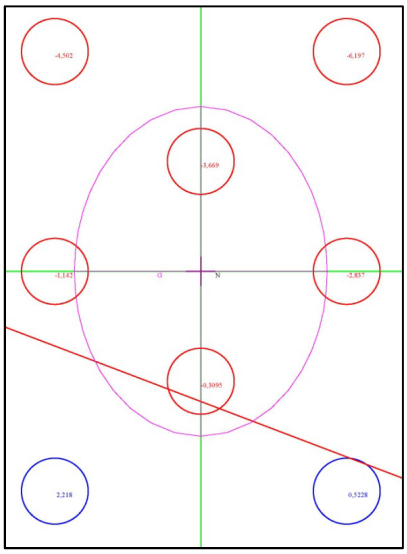
Le reazioni alla base delle pile e all'estradosso della zattera sono:

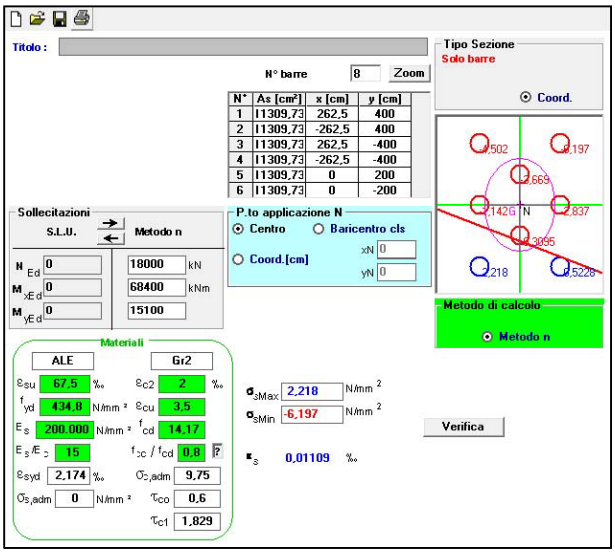
CdS BASE PILA COMBO 3

CASO	473 GR1	473 GR2	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
N min =	15300	11500	9850	17900	10500	19200	kN
M2_max =	7500	1650	5100	1700	5650	5700	kNm
M3_min =	58800	47500	51000	37300	56300	71150	kNm
T2 =	4800 kN						
T3 =	3800 kN						
h zattera =	2 m						
Peso Zattera	2675 kN						

Invece le azioni riportate all'intradosso della zattera e le reazioni dei pali:

CASO	473 GR1	473 GR2	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
N' = N + Pzatt=	17975	14175	12525	13500	13175	21875	kN
M2' = M2+T3*h =	15100	9250	12700	2600	13250	13300	kNm
M3' = M3+T2'*h =	68400	57100	60600	43800	65900	80750	kNm
σA =	-2,2	-1,8	-2,3	-0,8	-2,5	-2,3	N/mm^2
σB =	-0,5	-0,7	-0,9	-0,5	-1	-0,8	N/mm^2





Si calcolano le condizioni al contorno e le sollecitazioni nel traliccio (tiranti e puntoni):

CALCOLO CONDIZIONI AL CONTORNO

CASO	473 GR1	473 GR2	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
RA =	-2487	-2035	-2600	-904	-2826	-2600	kN
RB =	-565	-791	-1017	-565	-1130	-904	kN
N = -RA+RB =	-3052	-2826	-3617	-1470	-3956	-3504	kN
d = (RB)*5,50/N =	1,02	1,54	1,55	2,12	1,57	1,42	m
d' = b1-d =	4,48	3,96	3,95	3,38	3,93	4,08	m

NODO C	tgα = y/d =	1,42	0,94	0,94	0,69	0,92	1,02	
	tgγ = h1/b2 =	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	
	C1 = RA/(cosα*tgγ+senα) =	2385	2098	2684	1019	2929	2633	kN
	T1 = C1*cosα/cosγ =	1472	1640	2102	902	2310	1977	kN

NODO E	tgα = y/d =	1,42	0,94	0,94	0,69	0,92	1,02	
	tgβ = y/d' =	0,32	0,37	0,37	0,43	0,37	0,36	
	C2x = C1x = C1*cosα =	1371	1528	1958	841	2152	1842	kN
	C2 = C2x/cosβ =	1441	1627	2086	915	2294	1954	kN

con:

N sforzo normale calcolato con l'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale

d distanza di *N* da *RA* calcolato con l'equazione di equilibrio alla rotazione

tgα tangente dell'angolo *α* tra *C1* e l'asse orizzontale

d' distanza della risultante da *RB (5,5-d)*

tgβ tangente dell'angolo *β* tra *C2* e l'asse orizzontale

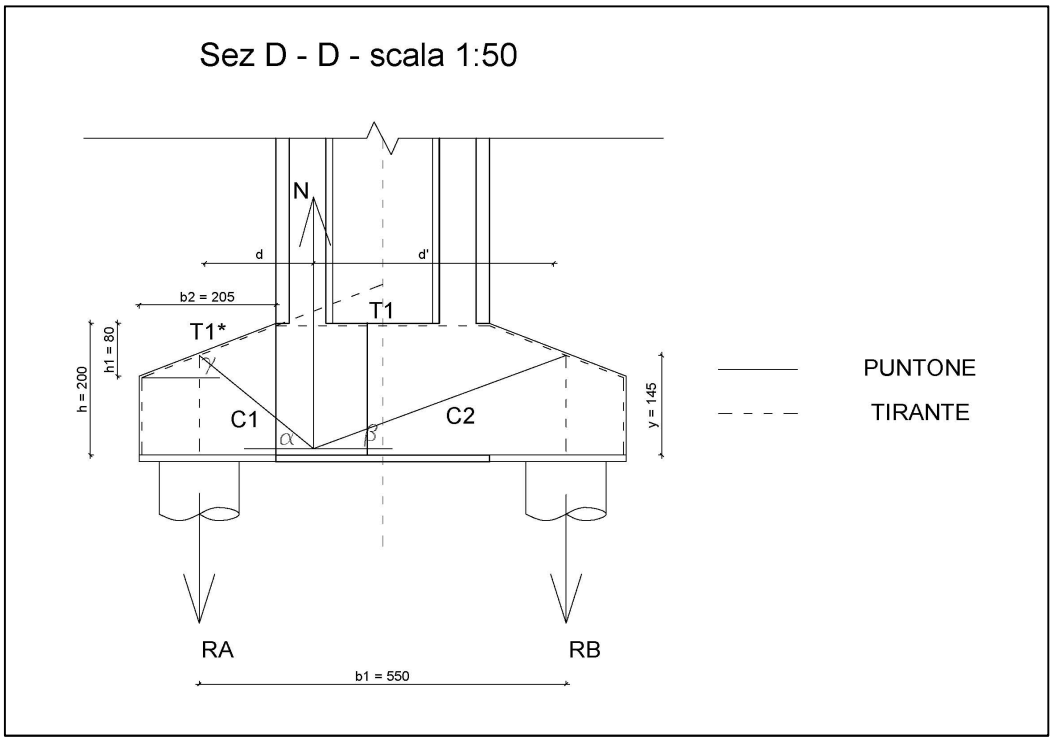


Figura 4-126: Traliccio zattera tesa

4.9.3.3.3.1 Verifica dei tiranti (armatura longitudinale)

La verifica del tirante si esegue confrontando le barre richieste e le barre presenti

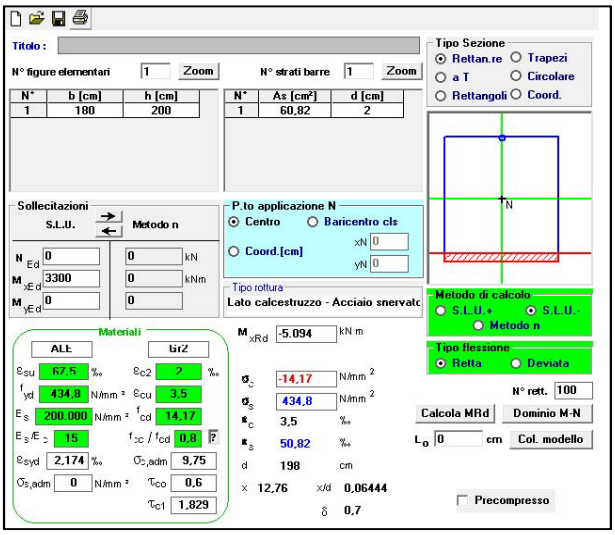
T1

CASO	473 GR1	473 GR2	473 GR3	2129 GR1	2129 GR2	2129 GR3	
As_min = T1/fyd =	3384,97	3772,02	4834,99	2075,58	5314,05	4546,58	mm^2
	33,85	37,72	48,35	20,76	53,14	45,47	cm^2
As_fi22 =	7,07	cm^2					
n° fi22 richiesti =	4,79	5,34	6,84	2,94	7,52	6,43	
n° fi22 presenti =	16						
VERIFICA	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	

In alternativa volendo utilizzare la teoria classica della trave, considerando il dente come una mensola incastrata e sottoposta ad un carico pari alla reazione del palo *RA* quindi all'incastro un momento pari a *RA* per la distanza tra *RA* e l'incastro e un taglio pari a *RA*:

RA =	-2826	
d1 =	1,15	m
M_inc =	-3249,90	kNm
T_inc =	2826	kN

considerando 16fi22 a 2 cm



4.9.3.3.3.2 Verifica dei nodi

I nodi sono da considerare come "zone critiche" in quanto si manifesta un brusco cambiamento della direzione delle forze con conseguente concentrazione degli sforzi. Essi possono essere classificati come "concentrati" o "diffusi". Normalmente quelli "diffusi" sono meno critici e per essi non è necessaria la verifica degli sforzi di compressione nel calcestruzzo, viceversa quelli "concentrati" molto più critici in termini di tensione.

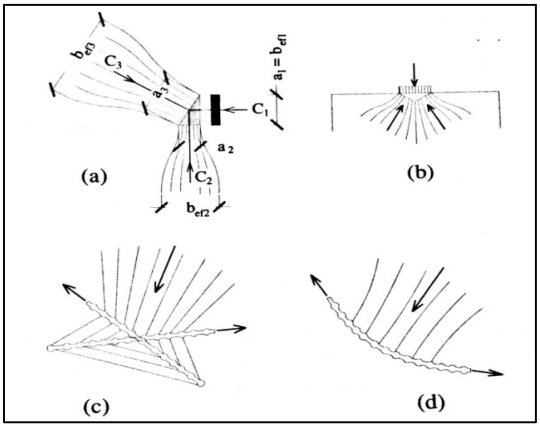


Figura 4-127: Nodi concentrati (a, b) e nodi diffusi (c, d)

Nel caso in esame, anche se i nodi sono rappresentati come un nodi concentrati, gli stessi sono del tipo diffuso. Basti pensare che *N* rappresenta la risultante degli sforzi che la pila trasmette alla porzione di fondazione in esame.

4.9.3.3.3.3 Verifica dei puntoni

Per quanto riguarda i puntoni, generalmente non è necessario verificare gli sforzi in esso se le verifiche dei nodi sono soddisfatte e se viene adottata un'apposita armatura trasversale rispetto all'asse dei puntoni (ovvero armature a taglio). Per fare ciò l'EC2 rimanda al §6.2.2 relativo al progetto a taglio di elementi che non richiedono armature a taglio ed al §6.2.3 relativo ad elementi che richiedono armature a taglio. Cmq sia l'EC al §6.5.2 prevede le resistenze di progetto in base alla tipologia di puntone: prismatico, a collo di bottiglia, a ventaglio con tensioni trasversali di trazione, a ventaglio senza tensioni trasversali di trazione.

4.9.3.3.3.4 Verifica dei tiranti (armatura trasversale) – sez a-a

Il dente in A in queste condizioni è soggetto ad uno sforzo di taglio pari a *RA*, costante fino alla sezione d'incastro A-A, sezione cui è soggetta anche ad un momento flettente pari a *Ra*b* con *b* = distanza da *RA* all'incastro. Mentre la verifica a momento può essere effettuate con la classica teoria delle travi o con la moderna teoria dello Strut and Tie come è stato sviluppato sopra, la verifica delle armature a taglio si esegue con il metodo classico previsto dalla normativa. In particolare è stato utilizzato il metodo "normale" riportato dall'EC2:

fck =	25	N/mm^2	
γc =	1,5		
fyd = fywd =	435	Mpa	
bw =	1800	mm	
d =	1980	mm	
τrd = 0,25*fctk_0,05 =	0,3	N/mm^2	prospetto 4.8
k =	1		
ϕ_inf =	30	mm	
ϕ_sup =	22	mm	
fbd = (2,25*fctk_0,05)/γc	3	N/mm^2	prospetto 5.3
lb,nett(ϕinf) = ϕ*fyd/(4*fbd) =	1087,5	mm	
lb,nett(ϕsup) = ϕ*fyd/(4*fbd) =	797,5	mm	
Asl =	5701,99	mm^2	
ρl = Asl/(bw*d) ≤ |0,02|	0,00		
σcp = Nsd/Ac =	0		
Vcd = Vrd1 =			
[τrd*k*(1,2+40*ρ1)+|0,15|*σcp]*bw*d =	1351463,89	N	

ϕ =	14	mm
n. bracci =	2	
A_{st} =	923,63	mm^2
s =	158	mm
Vwd_staf = Asw/s*0,9*d*fywd =	4531448,75	N

in tal caso i ferri piegati non partecipano e quindi si considera solo le staffe nel calcolo.

Vrd3 = Vcd + Vwd_staf + Vwd_f.pieg =	**8182,91 kN**

α_st =	90	°
α_fer_pie =	45	°
armature trasversali =	staf vert e fer pieg	
cotα =	0	
υ = 0,7-fck/200 ≥ 0,5	0,575	
fcd = =(fck*0,85)/1,5 =	16,35	N/mm^2
Vrd2 = 1/2*υ*fcd*bw*0,9*d*(1+cotα) =	**15074,18 kN**	

Vrs = 2826 kN

VERIFICA: Vrs ≤ min (Vrd1; Vrd2)

VERIFICA: **OK**

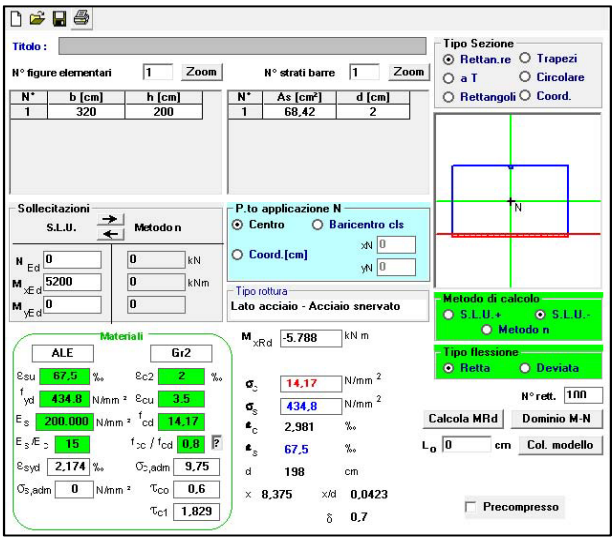
4.9.3.3.3.5 Verifica sezione D-D

Usufruendo la teoria classica della trave si verifica la sezione D-D soggetta a momento flettente e taglio. Considerando le presenti sollecitazioni si verifica che il momento sollecitante sia minore del momento resistente e, tramite il metodo normale dell'EC2 che il taglio sollecitante sia minore del taglio resistente

CASO	**473 GR1**	**473 GR2**	**473 GR3**	**2129 GR1**	**2129 GR2**	**2129 GR3**	
d2 =	130	cm					
taglio = RA+RB =	-3052	-2826	-3617	-1470	-3956	-3504	kN
momento = (RA+RB)*d2 =	-3967,70	-3673,80	-4702,46	-1910,38	-5143,32	-4555,51	kNm

max momento =	-5143,32 kNm	+ compressione
max taglio =	-3956,40 kN	- trazione

considerando 18fi22 a 2 cm



fck =	25	N/mm^2
γc =	1,5	
fyd = fywd =	435	Mpa
bw =	3200	mm
d =	1980	mm
τrd = 0,25*fctk_0,05 =	0,3	N/mm^2 prospetto 4.8
k =	1	
ϕ_inf =	30	mm
ϕ_sup =	22	mm
fbd = (2,25*fctk_0,05)/γc	3	N/mm^2 prospetto 5.3
lb,nett(ϕinf) = ϕ*fyd/(4*fbd) =	1087,5	mm
lb,nett(ϕsup) = ϕ*fyd/(4*fbd) =	797,5	mm
Asl =	6842,39	mm^2
ρl = Asl/(bw*d) ≤ |0,02|	0,00	
σcp = Nsd/Ac =	0	
Vcd = Vrd1 = [τrd*k*(1,2+40*ρ1)+|0,15|*σcp]*bw*d =	4726137,33	N
	4726,14	kN

Vrs = -3956,40 kN

VERIFICA: Vrs ≤ min (Vrd1; Vrd2)

VERIFICA: **OK**

Le sezioni in cui il taglio di calcolo *VSd* è minore di *VRd1*, non richiedono armature per il taglio di calcolo.

4.9.4 Verifica dei dispositivi antisismici

4.9.4.1 Verifica di resistenza dei dispositivi antisismici allo SLV

I dispositivi antisismici, come già visto, hanno la funzione di mantenere i carichi verticali degli SLU non sismici e SLU sismici e di permettere gli spostamenti in presenza di sisma, e quindi trasmettere le forze orizzontali rispettando la legge forza-spostamento definita dalla ditta produttrice. Inoltre come prevede la norma al

punto § 7.10.4.2 - NTC 2008 per le forze verticali di trazione si ha**: "***Per evitare o limitare azioni di trazione negli isolatori, gli interassi della maglia strutturale devono essere scelti in modo tale che il carico verticale "V" di progetto agente sul singolo isolatore sotto le azioni sismiche e quelle concomitanti, risulti essere di compressione o, al più, nullo (V≥0). Nel caso in cui dall'analisi risultasse V<0, occorre che la tensione di trazione sia in modulo inferiore al minore tra 2G (G modulo di taglio del materiale elastomerico) e 1 MPa, negli isolatori elastomerici, oppure, per gli isolatori di altro tipo, dimostrare, attraverso adeguate prove sperimentali, che l'isolatore è in grado di sostenere tale condizione, oppure predisporre opportuni dispositivi in grado di assorbire integralmente la trazione."* La Circolare n. 617 del 2-2-2009 al punto §C7.10.4.2 continua: "*Gli isolatori soggetti a forze di trazione o a sollevamento durante l'azione sismica dovranno essere in grado di sopportare la trazione o il sollevamento senza perdere la loro funzionalità strutturale.*

La presenza di sforzi di trazione eccessivi negli isolatori elastomerici può indurre cavitazione nella gomma e l'innesco di rotture. Nel caso di isolatori a scorrimento, possono determinarsi sollevamenti e quindi distacchi tra le superfici di scorrimento, con possibili negativi effetti di impatto.In generale, la trazione negli isolatori determina comportamenti non lineari, difficilmente valutabili attraverso un calcolo lineare, ed una condizione di lavoro degli isolatori di solito non verificata sperimentalmente.

Anche la progettazione del sistema d'isolamento dovrà quindi essere finalizzata, per quanto possibile, ad evitare tali situazioni.

Per quanto riguarda le *azioni orizzontali* nelle figure successive si riportano le leggi taglio-spostamento lungo le due direzioni U2 (trasversale) e U3 (longitudinale) ricavati direttamente dall'analisi dinamica non lineare forniti dal programma di calcolo. A titolo d'esempio sono riportati i grafici per due soli isolatori, caratteristici dell'allineamento 5 e più precisamente il link esterno "574" e il link interno "578".

Per il link esterno si ha:

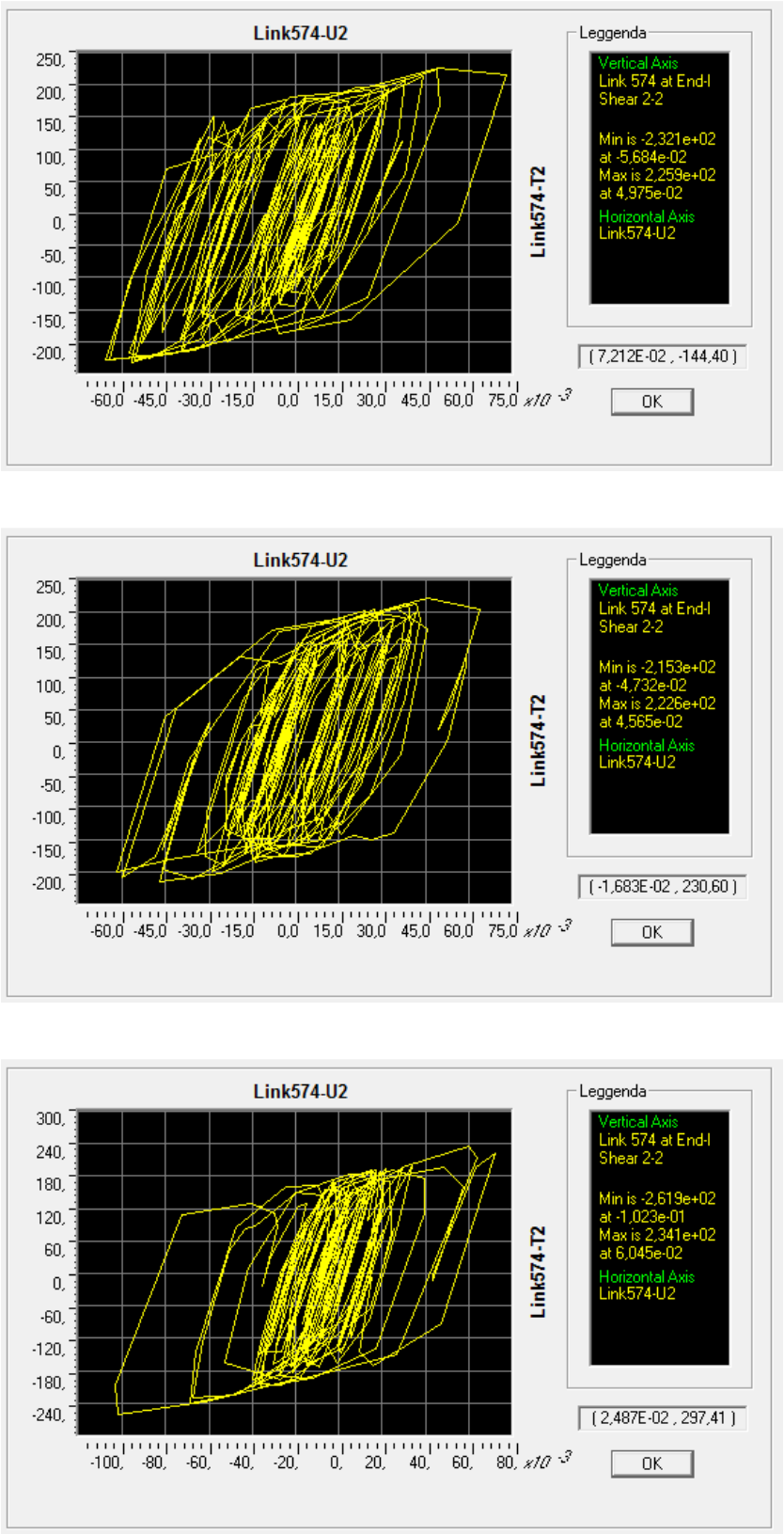


Figura 4-128: Legge taglio-spostamento del link 574 lungo U2

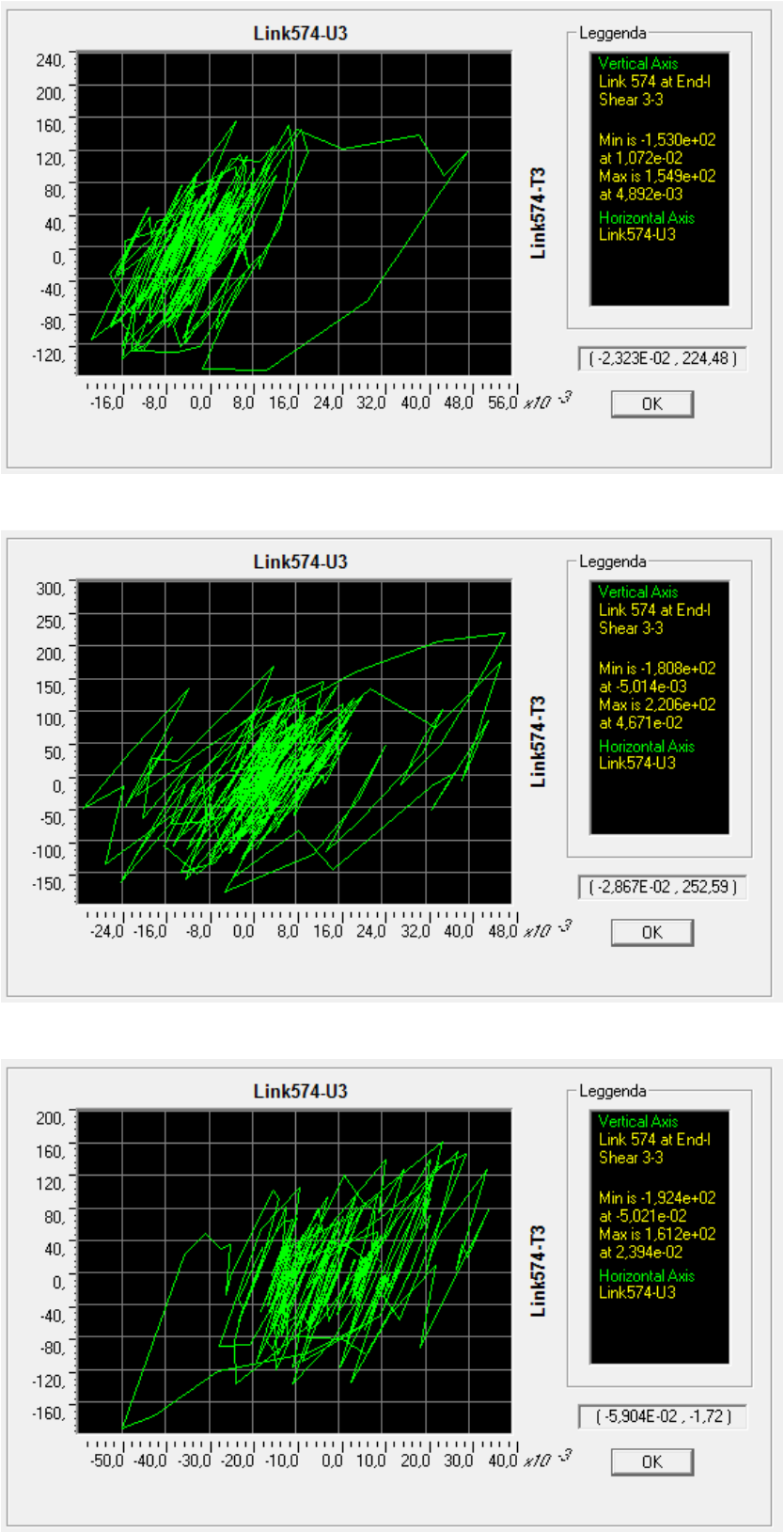
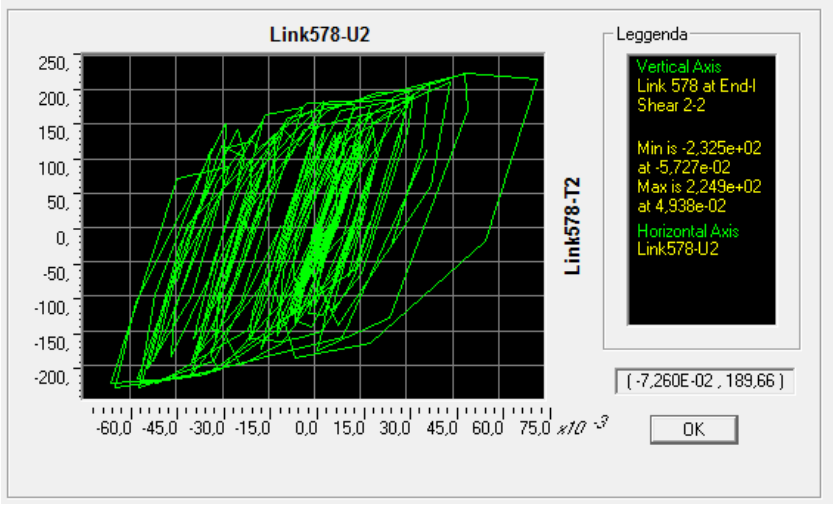
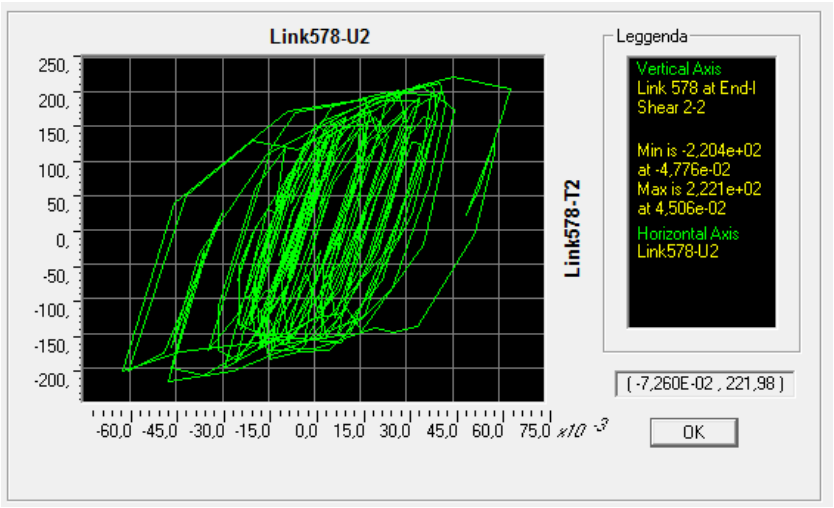


Figura 4-129: Legge taglio-spostamento del link 574 lungo U3

Per il link interno si ha invece:





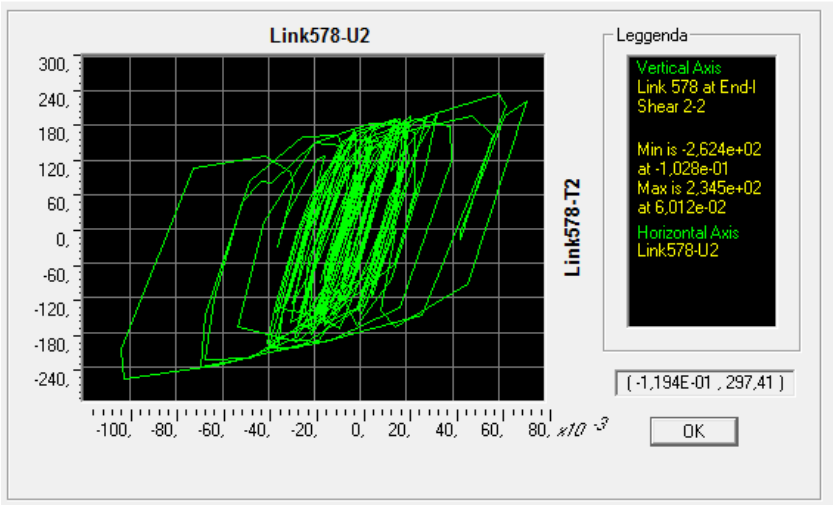
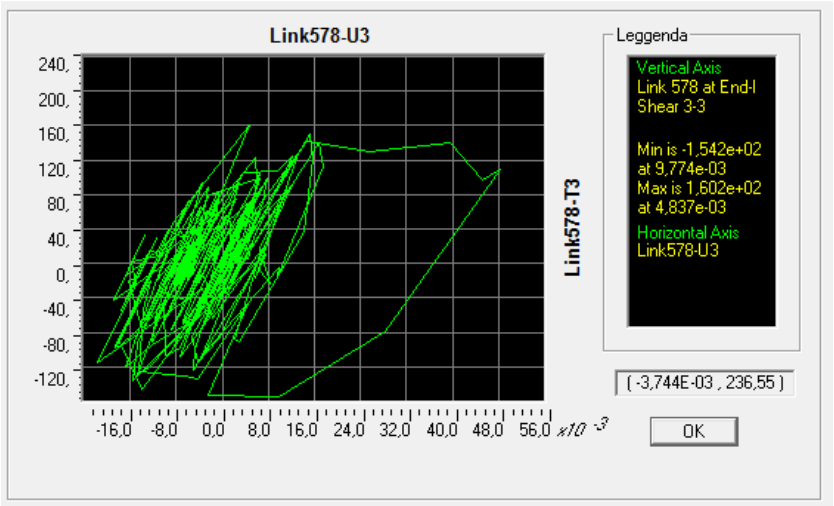
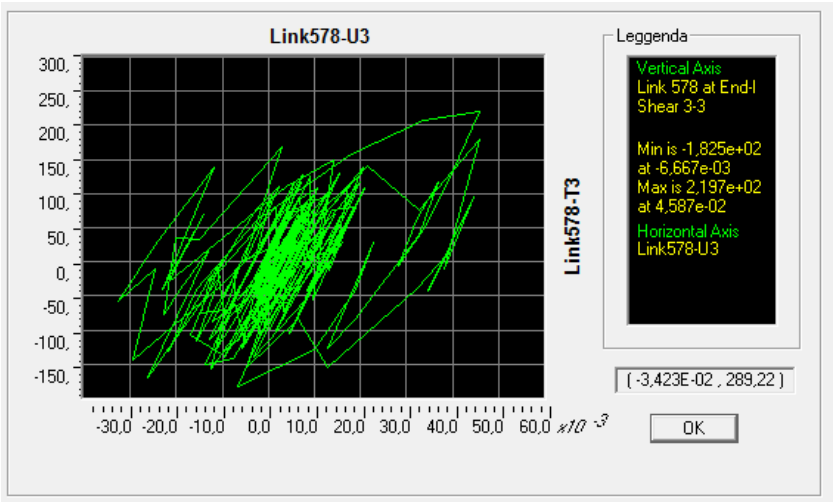


Figura 4-130: Legge taglio-spostamento del link 578 lungo U2





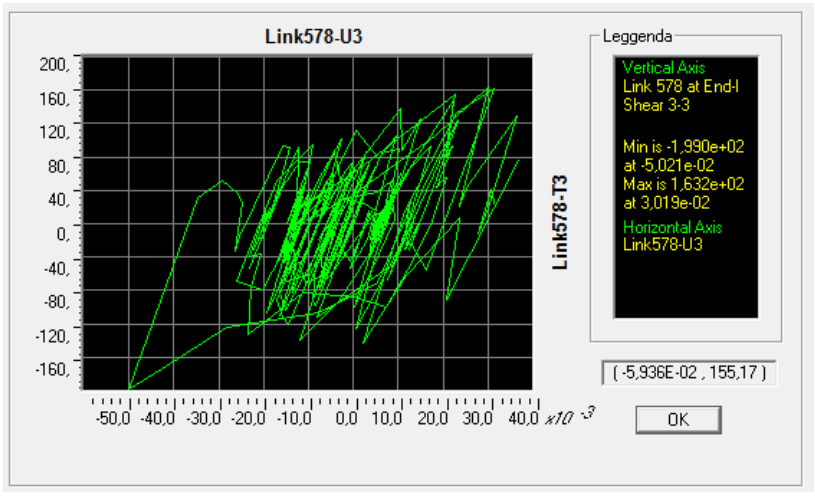


Figura 4-131: Legge taglio-spostamento del link 578 lungo U3

In maniera analoga, analizzando gli spostamenti degli isolatori centrali del viadotto (link 582 e link 756) ovvero quelli in prossimità del giunto longitudinale centrale, si può eseguire la *verifica degli spostamenti e l'assenza di martellamento* lungo la direzione trasversale del viadotto. Pertanto affinchè le due strutture contigue non vadano in contatto durante il sisma, la somma degli spostamenti trasversali di questi due isolatori deve essere minore al giunto tecnico previsto fra le due carreggiate.

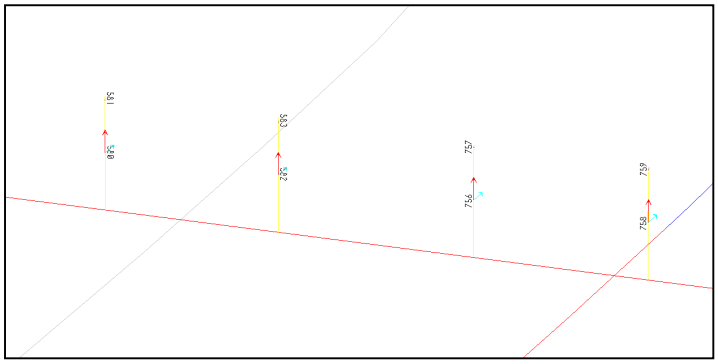


Figura 4-132: Nodi interni prossimi al giunto long.

A tal proposito la normativa italiana prevere al punto 7.10.4.4 – NTC08:

"Adeguato spazio deve essere previsto tra la sovrastruttura isolata e il terreno o le costruzioni circostanti, per consentire liberamente gli spostamenti sismici in tutte le direzioni. Per i ponti, i giunti di separazione tra le diverse porzioni di impalcato e tra l'impalcato e la sottostruttura devono essere dimensionati in modo da permettere il corretto funzionamento del sistema d'isolamento, senza impedimenti al libero spostamento delle parti isolate."

In linea generale la domanda di spostamento totale degli isolatori è determinata in accordo all'EC 1998-2:2005+A1:2009, 7.6.2(1)P e 7.6.2(2)P: in ogni direzione la domanda di spostamento viene ricavata dalla somma di più contributi:

$$d\_tot = \gamma * dE + dG + 0{,}5 * dT$$

dove

γ = coeff amplificativo pari a 1,5 (valore raccomandato)

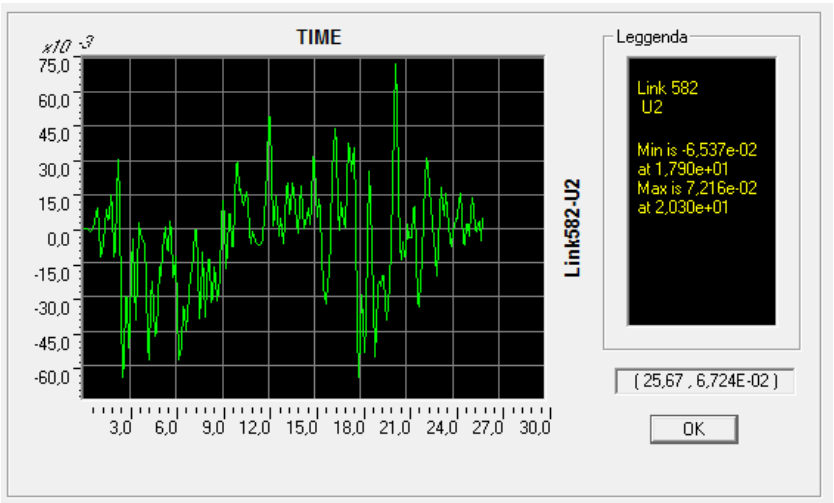
dE = spostamento dovuto al sisma

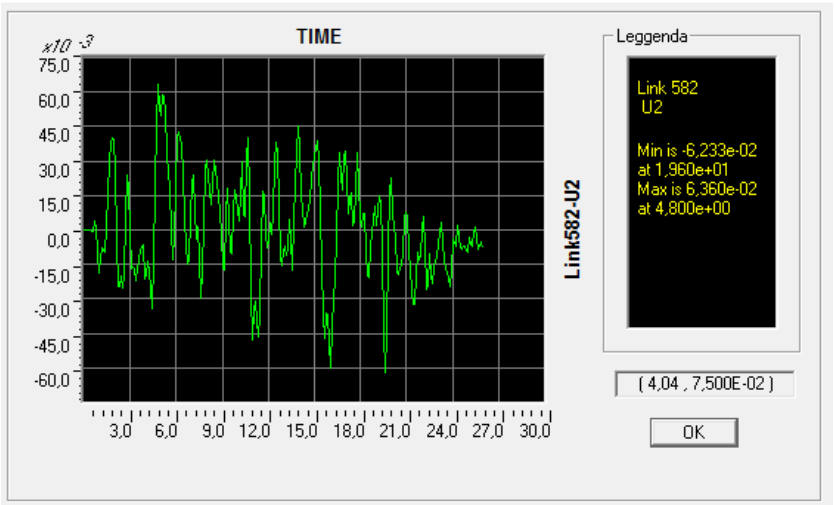
dG = spostamento dovuto alle azioni permaneti compreso gli effetti a lungo termine (ritiro, viscosità)

dT = spostamento dovuto alle azioni termiche ridotte del 50%

La normativa italiana non prevede il coefficiente amplificativo pari a 1,5 pertanto viene considerato il valore effettivo per le verifiche degli spostamenti senza amplificazioni nei confronti degli appoggi, dei giunti e per la verifica dell'assenza del martellamento. Inoltre per le verifiche nei confronti dei giunti, come vedremo più avanti la norma italiana prevede che per sismi di elevata entità i giunti possano danneggiarsi inserendo nella relazione sopra il 40% dello spostamento dovuto al sisma.

Per quanto riguarda il martellamento trasversale, le variazioni termiche trasversali, le azioni permanenti (compresi di ritiro e viscosità) non hanno un contributo significativo pertanto possono essere trascurati e nel calcolo dello spostamento totale si considera solo lo spostamento sismico *dE* ricavato direttamente dall'output del programma di calcolo. A seguire si riportano gli spostamenti in funzione del tempo:





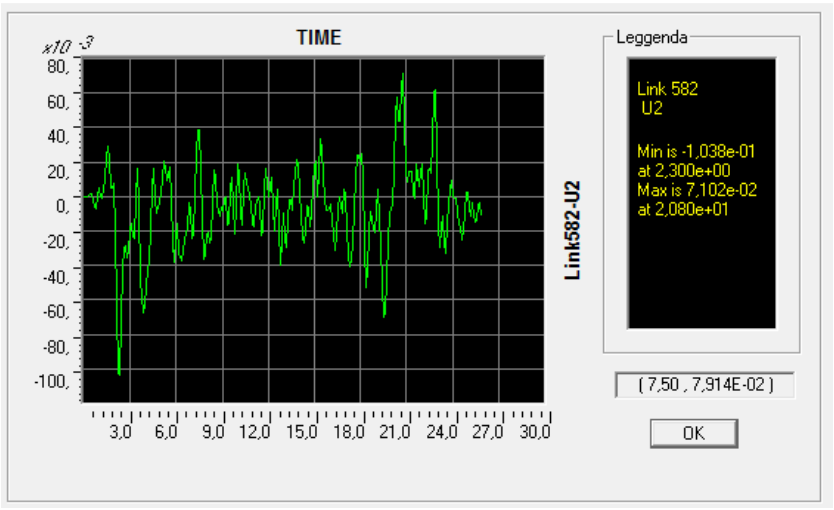
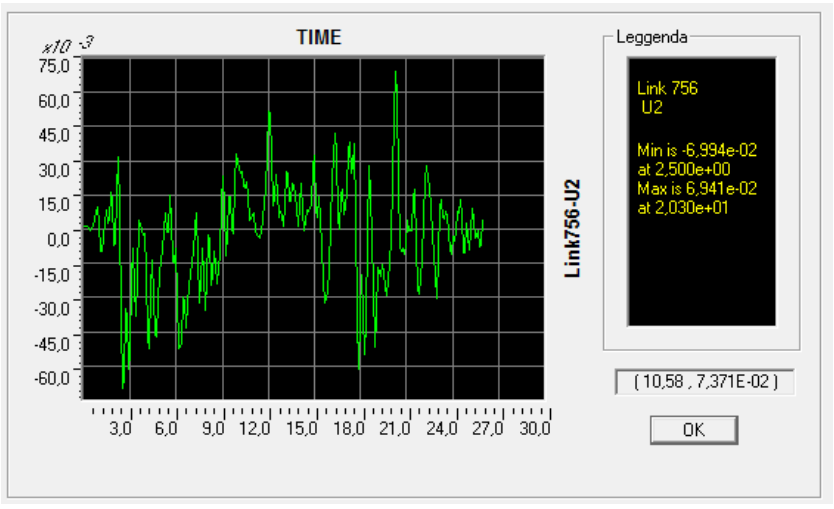
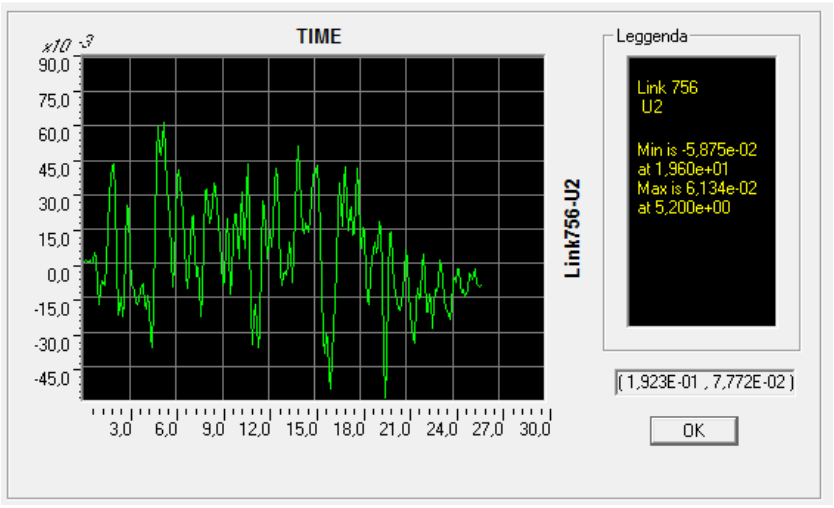


Figura 4-133: Spostamento U2 del link 582





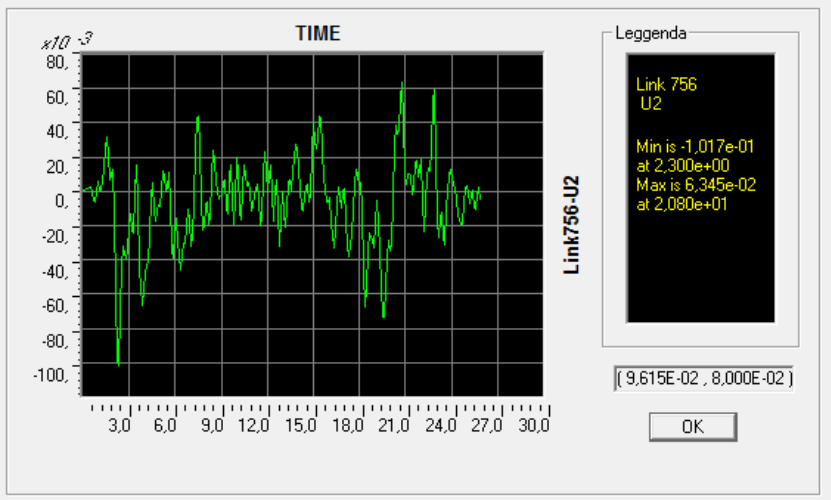


Figura 4-134: Spostamento U2 del link 756

Considerando il valore dello spostamento massimo positivo per il *link582* e il massimo negativo per il *link756*, avremo

Link582 7,22 cm

Link756 10,20 cm

pertanto il totale dato dalla somma sarà pari a 17,42 cm il quale è minore del giunto presente longitudinalmente lungo il viadotto tra i due impalcati.

Per quanto riguarda le *azioni verticali di trazione* le quali devono essere di compressione o al più nulli, e se di trazione minori al seguente valore

σ*_traz_limite = min (2*G; 1 MPa)* ovvero

σ*_traz_limite = min (2*0,4=0,8 MPa; 1 MPa)* = 0,8 N/mm^2 = 800000 N/m^2

Nelle figure che seguono si riportano le sollecitazioni di trazione dei dispositivi relativi all'allineamento 5 e la relativa verifica

TABLE: Element Forces - Links								
Link	inkEler	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	σ_traz = N/A	VERIFICA
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN	N/mq	σ_traz≤σ_traz_lim
						- compressio	elast. [mm] :	σ_traz_lim [N/mq] =
						+ trazione	750	800000
574	574	I-End	Sisma Gr1 - SLV_DI	NonDirHist	Max	-29,23		
574	574	J-End	Sisma Gr1 - SLV_DI	NonDirHist	Max	-29,23		
574	574	I-End	Sisma Gr2 -SLV_DI	NonDirHist	Max	-378,38		
574	574	J-End	Sisma Gr2 -SLV_DI	NonDirHist	Max	-378,38		
574	574	I-End	Sisma Gr3 -SLV_DI	NonDirHist	Max	36,26	82064,53	ok
574	574	J-End	Sisma Gr3 -SLV_DI	NonDirHist	Max	36,26	82064,53	ok
576	576	I-End	Sisma Gr1 - SLV_DI	NonDirHist	Max	-528,25		
576	576	J-End	Sisma Gr1 - SLV_DI	NonDirHist	Max	-528,25		
576	576	I-End	Sisma Gr2 -SLV_DI	NonDirHist	Max	-357,37		
576	576	J-End	Sisma Gr2 -SLV_DI	NonDirHist	Max	-357,37		
576	576	I-End	Sisma Gr3 -SLV_DI	NonDirHist	Max	328,23	742949,42	ok
576	576	J-End	Sisma Gr3 -SLV_DI	NonDirHist	Max	328,23	742949,42	ok
578	578	I-End	Sisma Gr1 - SLV_DI	NonDirHist	Max	-434,23		
578	578	J-End	Sisma Gr1 - SLV_DI	NonDirHist	Max	-434,23		
578	578	I-End	Sisma Gr2 -SLV_DI	NonDirHist	Max	-269,89		
578	578	J-End	Sisma Gr2 -SLV_DI	NonDirHist	Max	-269,89		
578	578	I-End	Sisma Gr3 -SLV_DI	NonDirHist	Max	323,95	733263,75	ok
578	578	J-End	Sisma Gr3 -SLV_DI	NonDirHist	Max	323,95	733263,75	ok
580	580	I-End	Sisma Gr1 - SLV_DI	NonDirHist	Max	-248,13		
580	580	J-End	Sisma Gr1 - SLV_DI	NonDirHist	Max	-248,13		
580	580	I-End	Sisma Gr2 -SLV_DI	NonDirHist	Max	-193,16		
580	580	J-End	Sisma Gr2 -SLV_DI	NonDirHist	Max	-193,16		
580	580	I-End	Sisma Gr3 -SLV_DI	NonDirHist	Max	331,79	751016,67	ok
580	580	J-End	Sisma Gr3 -SLV_DI	NonDirHist	Max	331,79	751016,67	ok
582	582	I-End	Sisma Gr1 - SLV_DI	NonDirHist	Max	324,10	733607,80	ok
582	582	J-End	Sisma Gr1 - SLV_DI	NonDirHist	Max	324,10	733607,80	ok
582	582	I-End	Sisma Gr2 -SLV_DI	NonDirHist	Max	312,46	707269,29	ok
582	582	J-End	Sisma Gr2 -SLV_DI	NonDirHist	Max	312,46	707269,29	ok
582	582	I-End	Sisma Gr3 -SLV_DI	NonDirHist	Max	321,07	726744,76	ok
582	582	J-End	Sisma Gr3 -SLV_DI	NonDirHist	Max	321,07	726744,76	ok
756	756	I-End	Sisma Gr1 - SLV_DI	NonDirHist	Max	-238,70		
756	756	J-End	Sisma Gr1 - SLV_DI	NonDirHist	Max	-238,70		
756	756	I-End	Sisma Gr2 -SLV_DI	NonDirHist	Max	257,80	583533,04	ok
756	756	J-End	Sisma Gr2 -SLV_DI	NonDirHist	Max	257,80	583533,04	ok
756	756	I-End	Sisma Gr3 -SLV_DI	NonDirHist	Max	344,46	779704,73	ok
756	756	J-End	Sisma Gr3 -SLV_DI	NonDirHist	Max	344,46	779704,73	ok
758	758	I-End	Sisma Gr1 - SLV_DI	NonDirHist	Max	-249,53		
758	758	J-End	Sisma Gr1 - SLV_DI	NonDirHist	Max	-249,53		
758	758	I-End	Sisma Gr2 -SLV_DI	NonDirHist	Max	-605,09		
758	758	J-End	Sisma Gr2 -SLV_DI	NonDirHist	Max	-605,09		
758	758	I-End	Sisma Gr3 -SLV_DI	NonDirHist	Max	170,04	384891,83	ok
758	758	J-End	Sisma Gr3 -SLV_DI	NonDirHist	Max	170,04	384891,83	ok
760	760	I-End	Sisma Gr1 - SLV_DI	NonDirHist	Max	-259,09		
760	760	J-End	Sisma Gr1 - SLV_DI	NonDirHist	Max	-259,09		
760	760	I-End	Sisma Gr2 -SLV_DI	NonDirHist	Max	-679,81		
760	760	J-End	Sisma Gr2 -SLV_DI	NonDirHist	Max	-679,81		
760	760	I-End	Sisma Gr3 -SLV_DI	NonDirHist	Max	300,41	679998,19	ok
760	760	J-End	Sisma Gr3 -SLV_DI	NonDirHist	Max	300,41	679998,19	ok
762	762	I-End	Sisma Gr1 - SLV_DI	NonDirHist	Max	-436,32		
762	762	J-End	Sisma Gr1 - SLV_DI	NonDirHist	Max	-436,32		
762	762	I-End	Sisma Gr2 -SLV_DI	NonDirHist	Max	-408,04		
762	762	J-End	Sisma Gr2 -SLV_DI	NonDirHist	Max	-408,04		
762	762	I-End	Sisma Gr3 -SLV_DI	NonDirHist	Max	212,38	480739,04	ok
762	762	J-End	Sisma Gr3 -SLV_DI	NonDirHist	Max	212,38	480739,04	ok
764	764	I-End	Sisma Gr1 - SLV_DI	NonDirHist	Max	-93,99		
764	764	J-End	Sisma Gr1 - SLV_DI	NonDirHist	Max	-93,99		
764	764	I-End	Sisma Gr2 -SLV_DI	NonDirHist	Max	337,49	763930,15	ok
764	764	J-End	Sisma Gr2 -SLV_DI	NonDirHist	Max	337,49	763930,15	ok
764	764	I-End	Sisma Gr3 -SLV_DI	NonDirHist	Max	274,20	620670,89	ok
764	764	J-End	Sisma Gr3 -SLV_DI	NonDirHist	Max	274,20	620670,89	ok

4.9.4.2 Verifiche agli stati limite di esercizio non sismici

I dispositivi di vincolo, essendo fondamentalmente degli apparecchi di appoggio, debbono rispettare le relative norme per garantire la loro piena funzionalità rispetto alle azioni di servizio [§ 11.9.1 - NTC 2008].

Richiamando le azioni di frenamento e/o di accelerazione, già viste nel capitolo 3:
per il 1° tratto curva a sinistra:

L=	246.0	m	lunghezza trave continua
q_3 =	900.0	kN	azione di frenamento/accelerazione
f_{rip} =	**3,66**	kN/m	frenatura applicata

per il 2° tratto in rettilineo:

L=	287.0	m	lunghezza trave continua
q_3 =	900.0	KN	azione di frenamento/accelerazione
f_{rip} =	**3,14**	KN/m	frenatura applicata

per il 3° tratto curva a destra:

L=	106.4	m	lunghezza trave continua
q_3 =	647,28	KN	azione di frenamento/accelerazione
f_{rip} =	**6,08**	KN/m	frenatura applicata

per la rampa d'entrata e d'uscita:

L=	20.0	m	lunghezza trave continua
q_3 =	414.0	KN	azione di frenamento/accelerazione
f_{rip} =	**20,7**	KN/m	frenatura applicata

e ricordando che, qualora gli effetti dell'eccentricità non siano significativi, si può considerare che la forza sia applicata solo lungo l'asse della carreggiata [EC 1991-3:1998], queste devono essere incassate dagli stessi dispositivi i quali, per un corretto dimensionamento, posso raggiungere al più al limite elastico *F1* trattandosi di azioni frequenti nella durata della costruzioni.

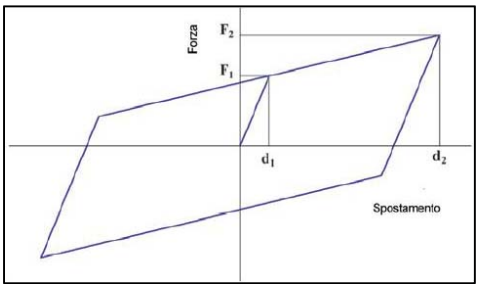


Figura 4-135:Ciclo isteretico forza-spostamento

Considerando l'azione di frenamento totale a cui sono sottoposti ogni gruppo di isolatori appartenenti alla stessa pila, in base alle relative aree d'influenza e all'azione applicata in asse al metro lineare, viene così determinata la forza per ogni singolo dispositivo. Tale azione dovrà esssere confrontata con la forza al limite elastico *F1* ricavata per ogni tipologia dal catalogo del produttore.

3,66 kN/m x 41 m / 5 =30 kN	per gli isolatori della curva sx
3,14 kN/m x 41 m / 4 =32,2 kN	per gli isolatori della tratto rettilineo
6,08 kN/m x 41 m / 4 =62,32 kN	per gli isolatori della curva dx
20,7 kN/m x 20/2 m / 3 =69,00 kN	per gli isolatori delle rampe

Le relative forze al limite elastico sono:

197 kN	per gli isolatori della curva sx
225 kN	per gli isolatori della tratto rettilineo
172 kN	per gli isolatori della curva dx
126 kN	per gli isolatori delle rampe

Resistenze, queste, di gran lunga superiore alle sollecitazioni sopra calcolate e grazie alle quali si possono incassare anche le azioni concomitanti di accelerazione e temperatura eventualmente presenti.

Qualora i dispositivi d'isolamento non fossero in grado di garantire la condizione di vincolo necessaria, possono essere anche utilizzati dispositivi di vincolo temporaneo, del tipo "a fusibile" (v. § 11.9 delle NTC), che cessano di essere efficaci quando l'azione sismica supera una prefissata intensità. Quando si utilizzano dispositivi di vincolo temporaneo occorre valutare gli effetti che hanno sul movimento della struttura isolata anche per azioni sismiche che eccedono questo livello prefissato [C7.10.2 – cirolare 2009].

5 CANTIERIZZAZIONE E MONTAGGIO

I ponti a travata costituiscono la tipologia nettamente prevalente, sia per i ponti di nuova costruzione che per quelli esistenti, a causa della loro semplicità costruttiva.
Essi sono costituiti essenzialmente da un impalcato (trave ad asse rettilineo o curvo con prevalente impegno flessionale) che può essere solidale o meno con le pile (generalmente verticali), le pile, le spalle e le fondazioni (in genere indirette). In questa tipologia le sovrastrutture sono ben distinte dalle sottostrutture e ciò rende molto chiaro e ben interpretabile il comportamento.
L'impalcato è un elemento con una dimensione (la lunghezza) nettamente prevalente rispetto alle altre due pertanto deriva la necessità di costruirlo comunque per segmenti successivi, prefabbricati o gettati in opera a seconda dei casi.
La lunghezza di questi elementi varia molto in funzione della luce della travata. Per luci medio-piccoli (da 10 a 50-60 m) si possono avere lunghezze dei segmenti pari all'intera campata ed in questo caso il ponte viene costruito per campate successive o "span by span", altrimenti (da 60 a 200 m) si ha la costruzione a "conci". In entrambi i casi avremo la costruzione per elementi prefabbricati o per getto in opera. Lo schema seguente riassume le varie casistiche [6]:

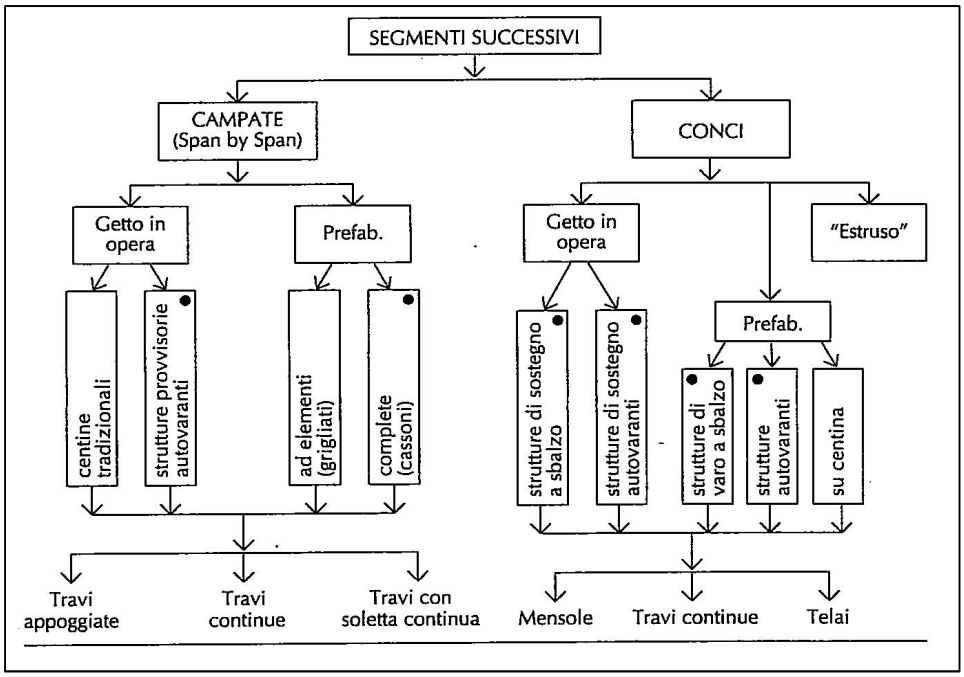


Figura 5-1: Casistiche dei montaggi

A titolo indicativo, nelle seguenti immagini si riportano esempi vari di montaggi:

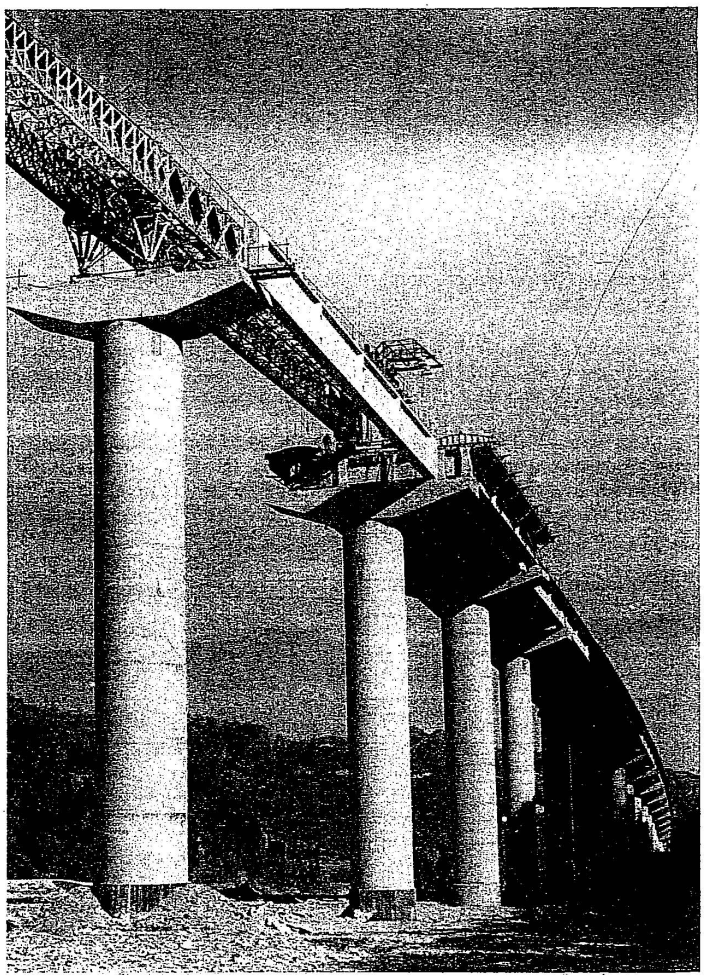


Figura 5-2: Varo di travi prefabbricate

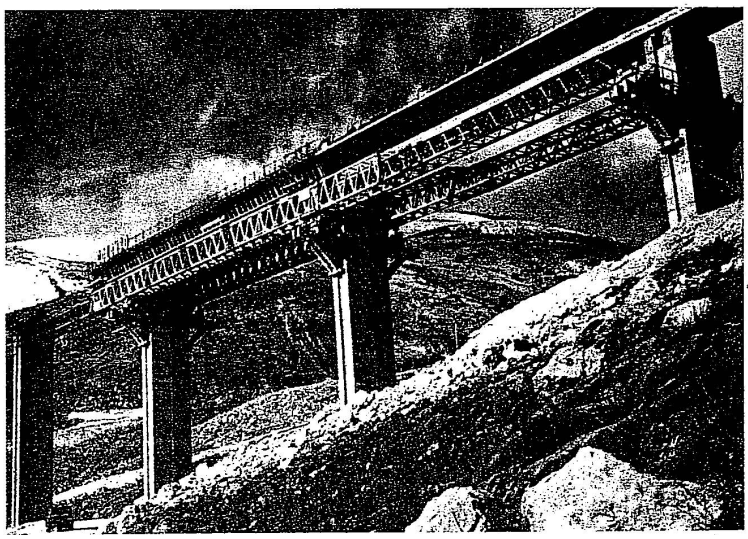


Figura 5-3: Getto in opera su centine

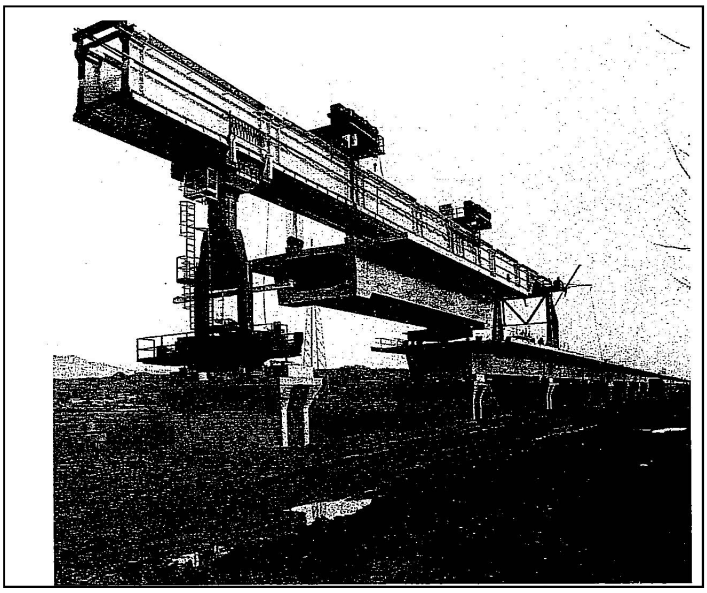


Figura 5-4: Varo di cassone prefabbricato

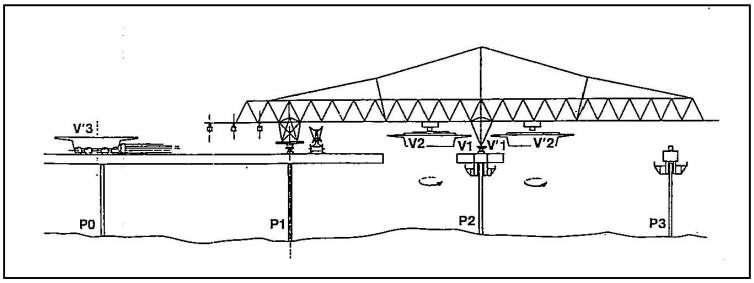


Figura 5-5: Varo conci prefabbricati

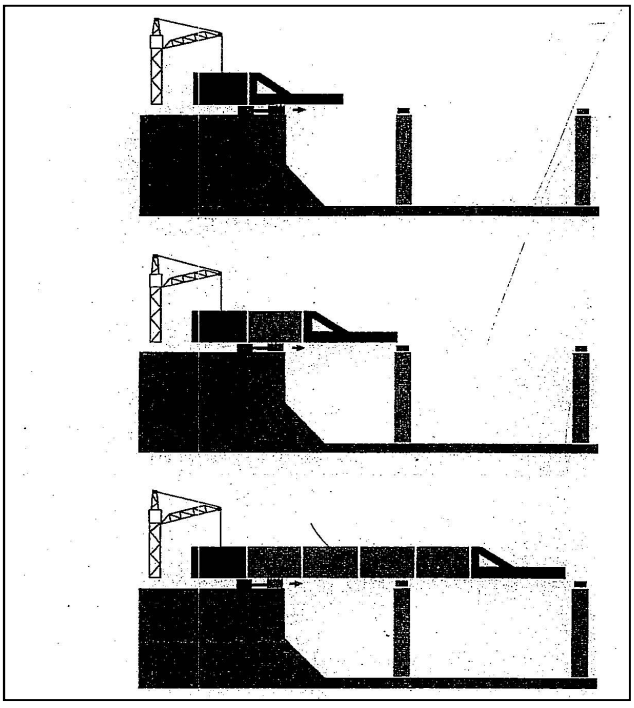


Figura 5-6: Schema di costruzione "a spinta"

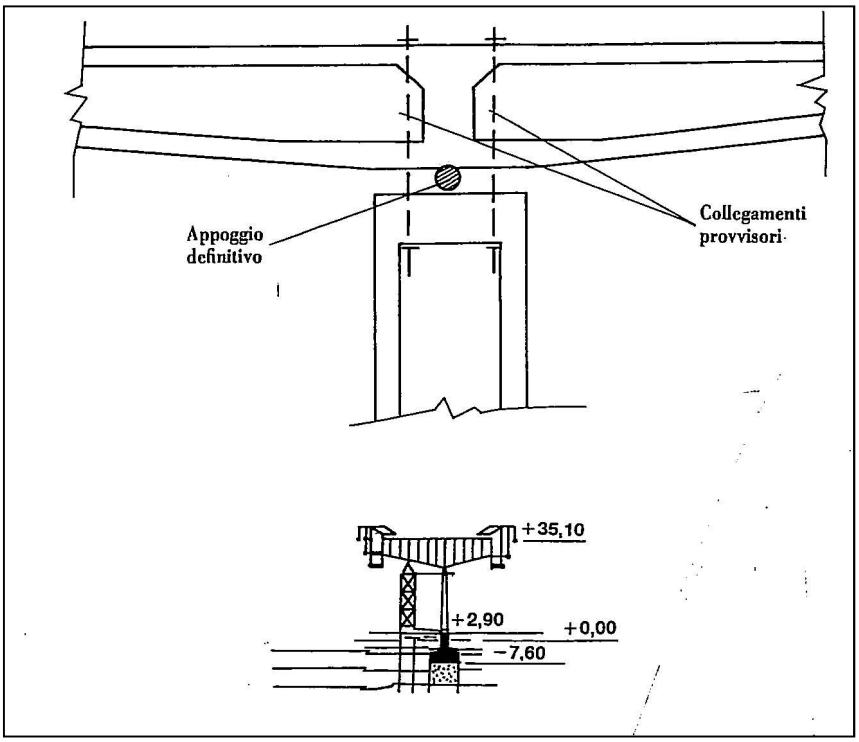


Figura 5-7: Varo a sbalzo

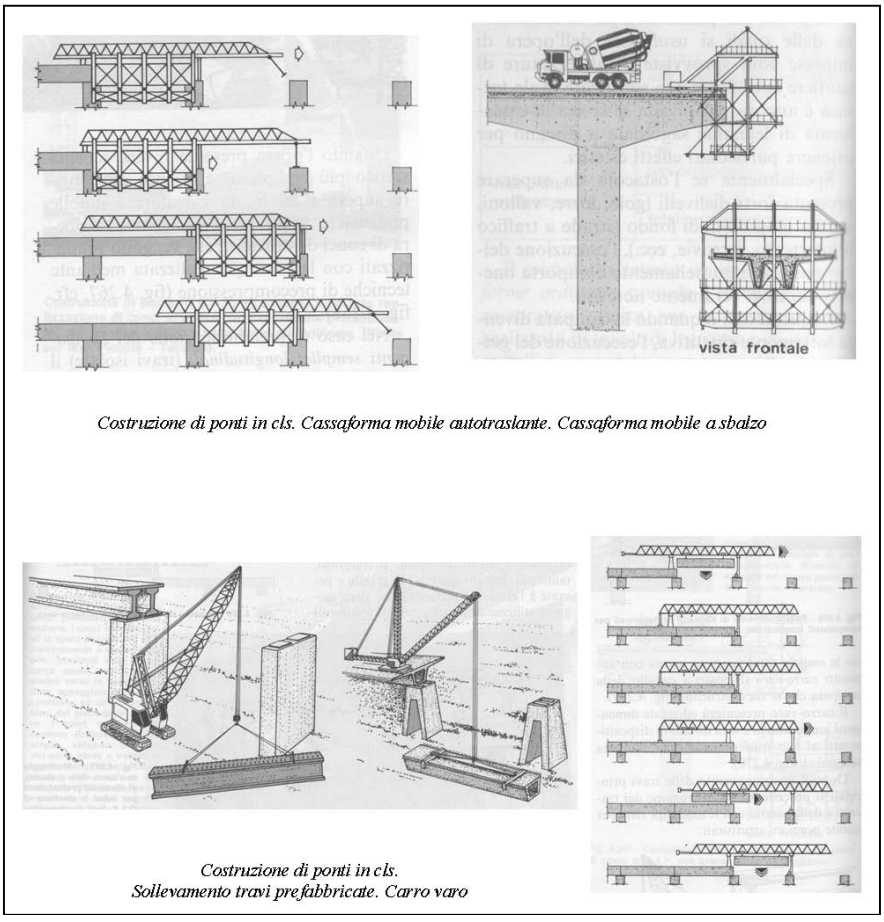
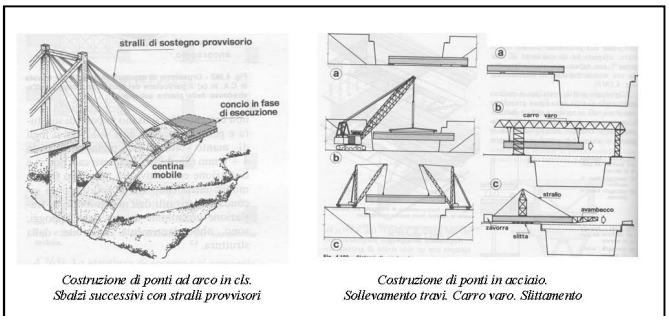


Figura 5-8: Montaggi vari



Costruzione di ponti ad arco in cls. Sbalzi successivi con stralli provvisori

Costruzione di ponti in acciaio. Sollevamento travi. Carro varo. Slittamento

Figura 5-9: Montaggi vari

Nel caso in esame, l'esecuzione dei lavori è stata organizzata definendo un piano dei cantieri (in numero pari a 8) all'interno dei quali vengono previsti gli interventi da effettuare per l'adeguamento, l'eventuale ripristino di zone ammalorate, comprensivo di smontaggio e montaggio dell'impalcato (mediante opportuno carrovaro) e della sostituzione dei ddv presenti con dispositivi antisismici. Si noti che alcune delle sottofasi presenti si ripeteranno per più cantieri come avviene per la n° 2, 3, 4, 5, 6, 7**.** Inoltre, durante l'esecuzione dei lavori, è stata prevista una viabilità provvisoria (Figura 5-11, 5-12).

La soluzione adottata ha il vantaggio di mantenere, nei limiti del possibile, la percorribilità, anche in via parziale, dell'opera, giornalmente percorsa da ingenti flussi di traffico e la cui chiusura provocherebbe danni notevoli alla cittadinanza. Inoltre nel definire l'esecuzione dei lavori si è cercato, nel limite del possibile, sia di ridurre al minimo la chiusura totale e/o parziale dell'opera al traffico veicolare sia a non dilatare oltre misura i tempi necessari alla esecuzione dei lavori; a tal fine alcune lavorazioni potranno essere effettuate in contemporanea mentre altre potranno essere effettuate in orari notturni.

Come si potrà notare dalle seguenti figure, l'area di cantiere è stata determinata in base al nuovo schema dei giunti tale da poter intervenire su ogni singolo impalcato compreso fra due giunti successivi.

Nelle tavole 6 e 7 dello "stato di progetto" vengono riportate le aree di cantiere, le aree di intervento o zone di lavori, gli eventuali sensi di marcia del traffico nonché un esempio delle operazioni di smontaggio e montaggio dell'impalcato mediante "carrovaro". Si riportano qui copia di tali disegni e l'elenco completo dei relativi interventi effettuati per ogni cantiere.

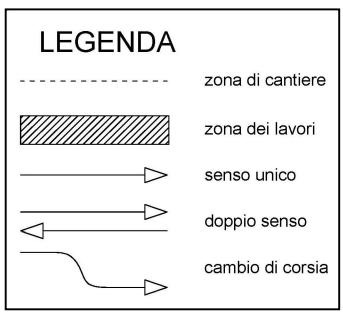


Figura 5-10: legenda

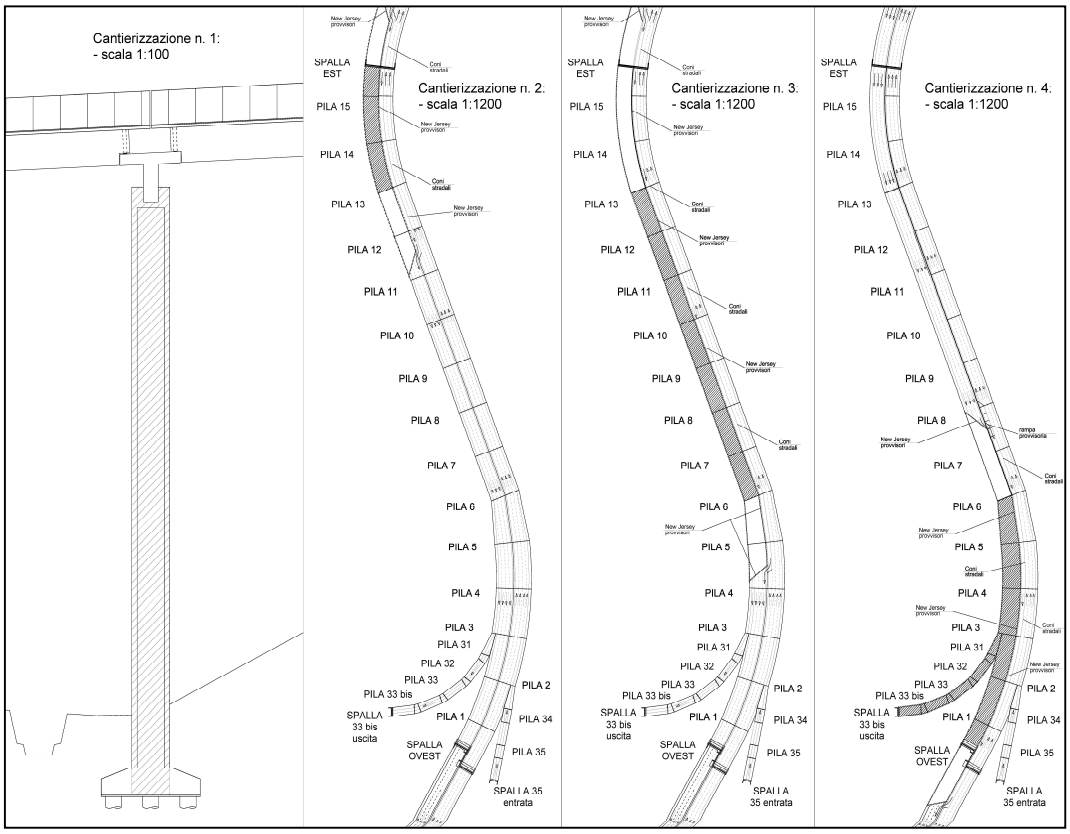


Figura 5-11: Cantierizzazione 1,2,3,4

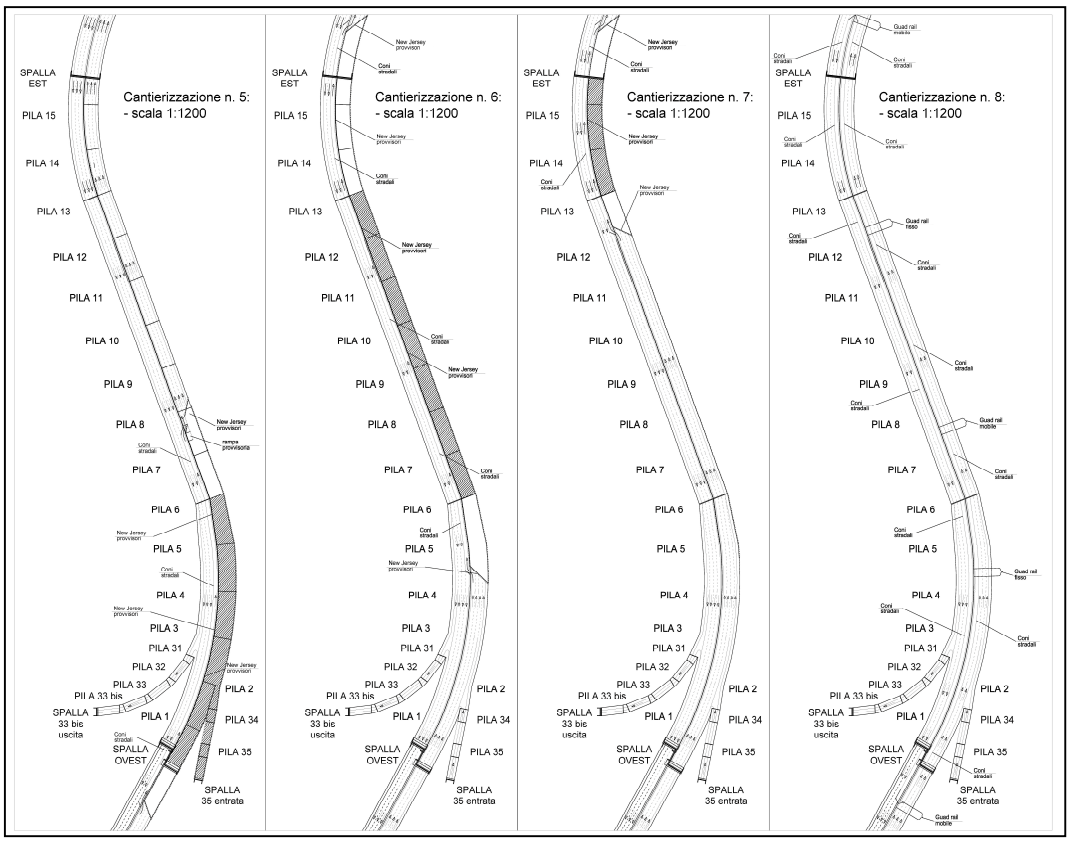


Figura 5-12: Cantierizzazione 5,6,7,8

CANTIERIZZAZIONE n. 1: rinforzo di tutte le pile del viadotto e delle rampe. Le seguenti operazioni sono da ripetere per ogni pila.

1) Scavo terreno intorno alla fondazione fino a portarla a vista
2) Scalpellatura e rimozione zone calcestruzzo ammalorato in fase di rigonfiamento o distacco ove necessario, pulizia delle superfici per eliminare residui di polvere, bonifica delle armature metalliche scoperte e ossidate mediante opportuno trattamento (asportazione dell'ossido fino al metallo bianco mediante sabbiatura o attrezzi manuali, depolverizzazione e applicazione di vernici protettive a base di resine sintetiche oppure asportazione dell'acciaio sfaldato, pulizia grossolana e applicazione di convertitori di ruggine) o eventuale reintegro o sostituzione delle stesse quando presentano riduzione di diametro in misura apprezzabile (saldatura nuovi ferri, ricostituzione di eventuali gabbie).
3) Bocciardatura e ravvivatura della supeficie esterna delle pile. La bocciardatura è una lavorazione superficiale che crea una superficie leggermente corrugata per migliorare l'adesione e il comportamento dell'incamiciatura al resto della struttura già esistente.
4) Foratura della fondazione e del pulvino per i ferri d'attesa, e delle pile per l'inserimento dei connettori.
5) Depolverizzazione dei fori per l'eliminazione di eventuali polveri prodotti durante la foratura.
6) Posa in opera e inghisaggio dei ferri d'attesa e dei connettori lungo la pila.
   Con il termine inghisaggio viene identificato l'ancoraggio (o la sigillatura) delle barre d'armatura nel calcestruzzo.
7) Posa in opera delle armature longitudinali e trasversali lungo il tratto previsto per il getto
8) Casseratura e getto dello spessore di ringrosso
9) Ripetere i punti 7 e 8 fino al raggiungimento della cima della pila

CANTIERIZZAZIONE n. 2/3/4/5/6/7: Smontaggio impalcato esistente tra due giunti di progetto, sostituzione dei ddv esistenti con i dispositivi antisismici, ripristino eventuale delle aree ammalorate e montaggio del nuovo impalcato. Nei cantieri 4 e 5 si eseguono anche gli interventi di adeguamento delle rampe.

FASE 1: smantellamento impalcato e ddv esistenti nella zona di riferimento

1) smantellamento elementi accessori per l'intera zona di lavoro (rete di protezione, guard rail, velette prefabbricate laterali, pavimentazione, impermeabilizzazione)

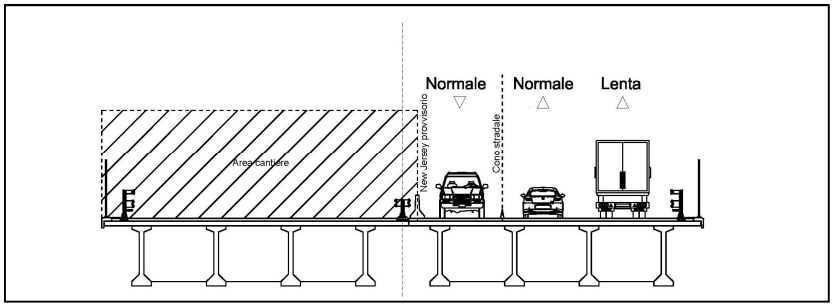


Figura 5-13: Cantierizzazione n. 2 - fase 1

2) smantellamento soletta e traversi per la campata di riferimento
3) rimozione travi in c.a.p. mediante carrovaro della campata di riferimento:

   - sollevamento

   - trasporto su campata adiacente

   - divisione in 3 conci per ogni trave da 40 m e in due per le travi da 20 m.

      - carico su autoarticolato

      - trasporto in discarica

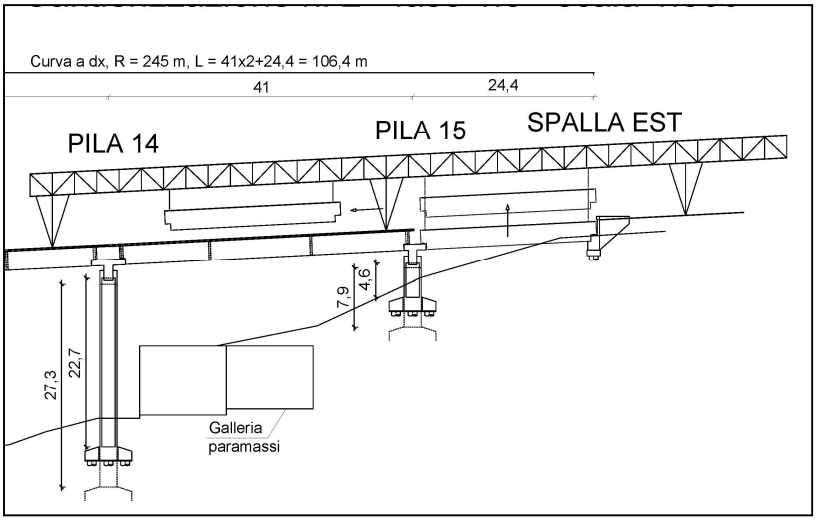


Figura 5-14: : Cantierizzazione n. 2 - fase 1.3

4) punti 2 e 3 per la campata successiva e cosi via fino all'ultima campata della zona lavori

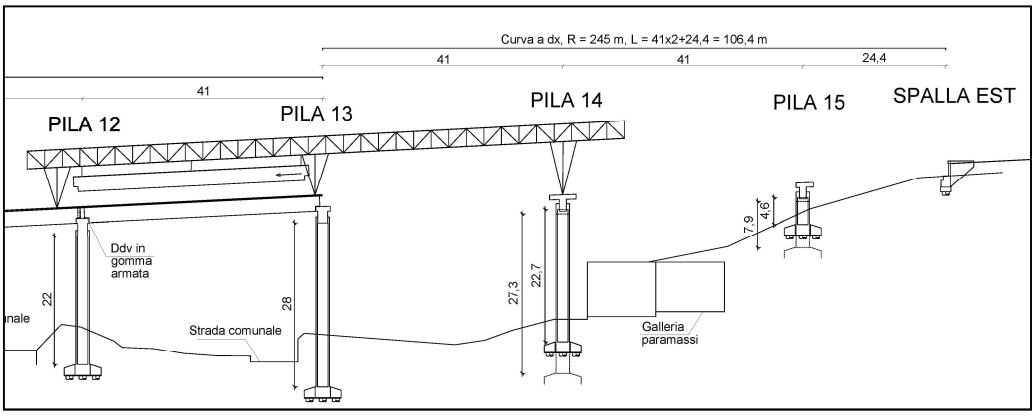


Figura 5-15: Cantierizzazione n. 2 – fase 1.4

5) rimozione dei dispositivi di vincolo (ddv) esistenti

FASE 2: bonifica di eventuali aree di calcestruzzo ammalorato dei pulvini e interventi per la predisposizione dei dispositivi antisismici (baggioli nuovi e/o interventi su quelli presenti).

1) scalpellatura e rimozione delle zone di calcestruzzo ammalorato
2) bonifica delle armature metalliche scoperte e ossidate mediante opportuno trattamento
3) ripristino del copriferro precedentemente demolito con applicazione di malte cementizie a ritiro compensato previa pulizia delle superfici scoperte da eventuale polvere
4) montaggio dei dispositivi antisismici
    - preparazione dei fori di alloggiamento delle zanche di ancoraggio dei dispositivi mediante foratura diretta dei pulvini (per gli appoggi interni) o dei baggioli esistenti (per gli appoggi esterni). I fori devono presentare diametro almeno il doppio di quello delle stesse zanche.
    - rimozione calcestruzzo per alcuni centimetri dal piano di posa degli isolatori per uno spessore consigliato tra i 2 e i 5 cm. Si fa notare, trattandosi di struttura esistente, che in corrispondenza dei giunti usufruiremo dei baggioli esistenti mentre per gli appoggi interni si dovranno realizzare pertanto accorrerà la predisposizione dell'armatura necessaria.
    - posizionamento degli isolatori a livello di progetto e con la superficie di base orizzontale

- posizionamento di eventuale cassaforma
- allettamento con malta (epossidica o cementizia antiritiro)
- avvitamento delle zanche superiori (se non già fissate)

FASE 3: montaggio del nuovo impalcato nel relativo tratto: da spalla est a pila 13 per la cantierizzazione n° 2 (tratto 1sx), da pila 13 a pila 6 per la cantierizzazione n° 3 (tratto 2sx), da pila 6 a spalla ovest per la cantierizzazione n° 4 (tratto 3sx). Idem per il lato destro ma in maniera invertita.

1) trasporto in sito dei vari conci, prefabbricari in stabilimento, e del controvento di montaggio. I conci hanno longitudinalmente una dimensionae massima di 15 m e trasversalmente di 1,65 m.
2) assemblaggio in sito, su zona di cantiere, dei vari conci e dei controventi di montaggio tale da creare una porzione di impalcato formato da una coppia di travi e il relativo controvento. L'assemblaggio dei vari conci avviene mediante saldature a completa penetrazione di I classe mentre i controventi mediante bulloni a taglio ad alta resistenza di classe 8.8 e saldature a cordone d'angolo per le piastre relative. Si fa notare che la prima campata presenterà uno sbalzo oltre l'appoggio intermedio allo scopo di permettere l'appoggio diretto del primo tratto mentre i tratti successivi (le campate successive) verranno appoggiate da un lato mentre dall'altro si effettuerà la saldatura in quota dell'impalcato. Pertanto il montaggio del ponte avviene per "campate successive" o "span by span".
3) posizionamento mediante carrovaro della porzione di travata precedentemente assemblata con serraggio delle zanche dei dispositivi alla stessa.

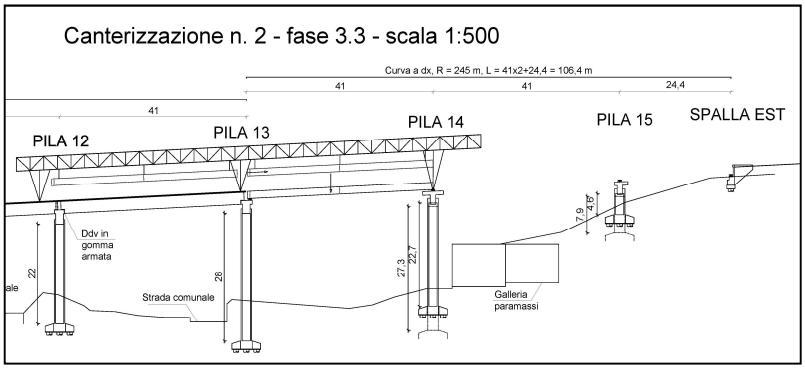


Figura 5-16: Cantierizzazione n. 2 - fase 3.3

4) ripetere il punto 2) e 3) per l'altra coppia di travi della stessa campata
5) montaggio del controvento centrale
6) ripetere i punti 2), 3), 4) e 5) per le altre campate restanti fino al raggiungimento del successivo giunto
7) disposizione delle coppele prefabbricate (o predalles autoportanti in c.a.). Queste sono provviste di aree libere in corrispondenza delle piattabande delle travi sottostanti, dove vengono posizionati i connettori saldati (ved. figura)

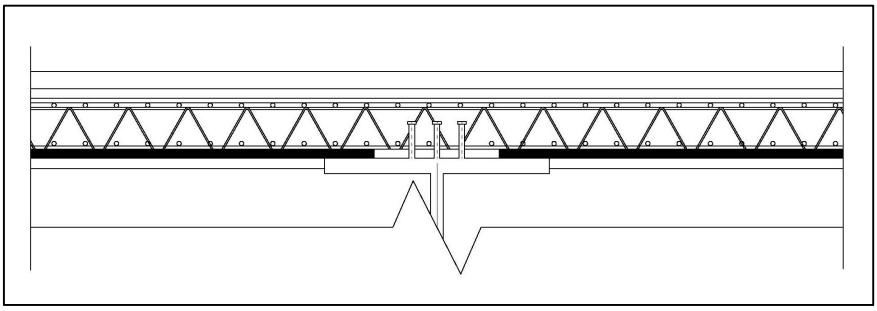


Figura 5-17: Particolare delle coppelle in corrispondenza dei pioli

8) posa dell'armatura trasversale e longitudinale integrativa
9) getto "differenziato e per fasi" della soletta per mitigare le tensioni nel cls in corrispondenza degli appoggi: prima in campata e poi sugli appoggi.
10) interventi su spalla est (o spalla ovest) per ristabilire la nuova quota di progetto incrementando di 22 cm quella esistente.
11) getto cordoli e marciapiede con ammaraggio tubi per eventuale passaggio di cavi
12) stesa della pavimentazione
13) montaggio elementi accessori (guard rail, rete di protezione)

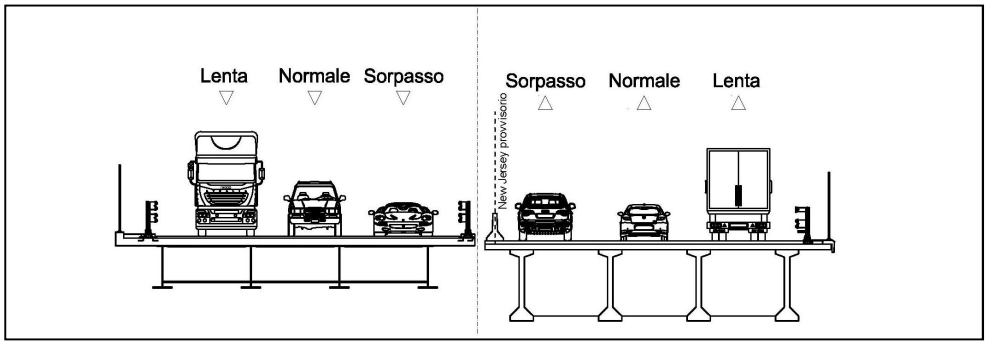


Figura 5-18: Cantierizzazione n. 3 - tratto 1 finito

FASE 4 (SOLO TRA LA FINE DEL CANTIERE 3 E L'INIZIO DEL 4): esecuzione della rampa provvisoria per la deviazione del traffico nel tratto rettilineo tra vecchio e nuovo impalcato. Nelle ore notturne ridurre la carreggiata di dx in sole due corsie predisponendo il doppio senso di marcia, al fine di cantierizzare la corsia di sorpasso per creare una rampa provvisoria tra l'impalcato di sx nuovo e quello di dx vecchio per rimarginare il "gap" di quota.

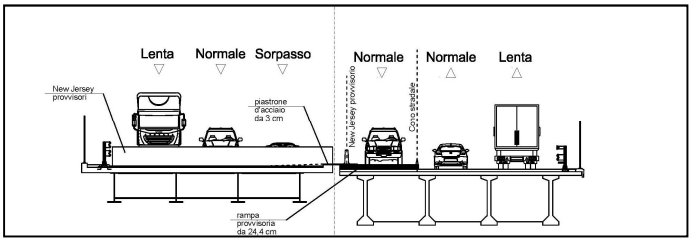


Figura 5-19: Cantierizzazione n. 4 - fase 4

FASE 5 (SOLO PER IL CANTIERE 4 E 5 E SOLO PER LE RAMPE): interventi di adeguamento delle rampe.

1) posa in opera dei supporti in carpenteria metallica, quest'ultimi utilizzati per i martinetti idraulici e per l'alloggiamento dei dispositivi antisismici definitivi, previa bonifica delle zone ammalorate con apportuni trattamenti e materiali
2) sollevamento dei grigliati piani
3) rimozione ddv esistenti
4) pulizia e bonifica eventuale zone ammalorate
5) messa in opera dei dispositivi antisismici come da progetto
6) rimozione elementi accessori (guard rail, reti di protezione, velette prefabbricate, pavimentazione)
7) intervento di sollevamento quota di calpestio del "pulvino 31" (22 cm nella parte superiore e 15 cm nella parte inferiore rispetto allo stato attuale) e del "pulvino 34" (31 cm nella parte superiore e di 22 cm nella parte inferiore rispetto allo stato attuale)

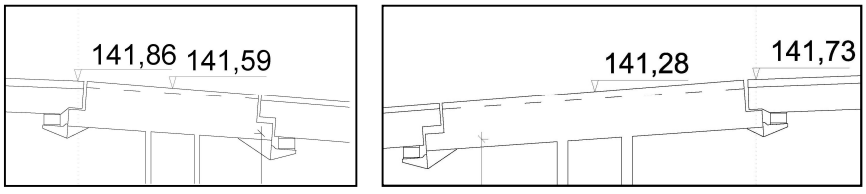


Figura 5-20: a) pila 31; b) pila 34

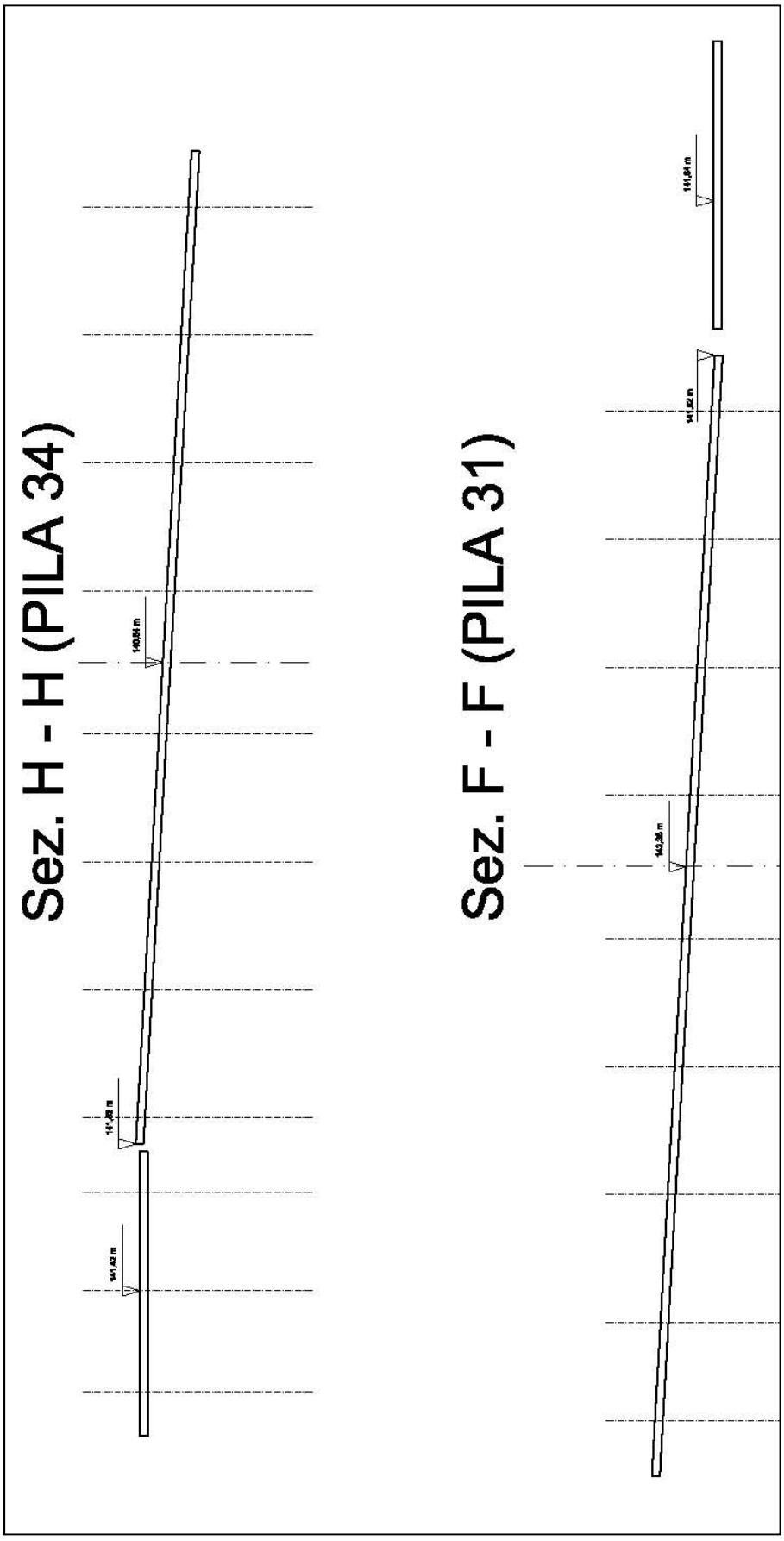


Figura 5-21: Profilo schematico dell'estradosso allo stato attuale nelle sez H-H e F-F

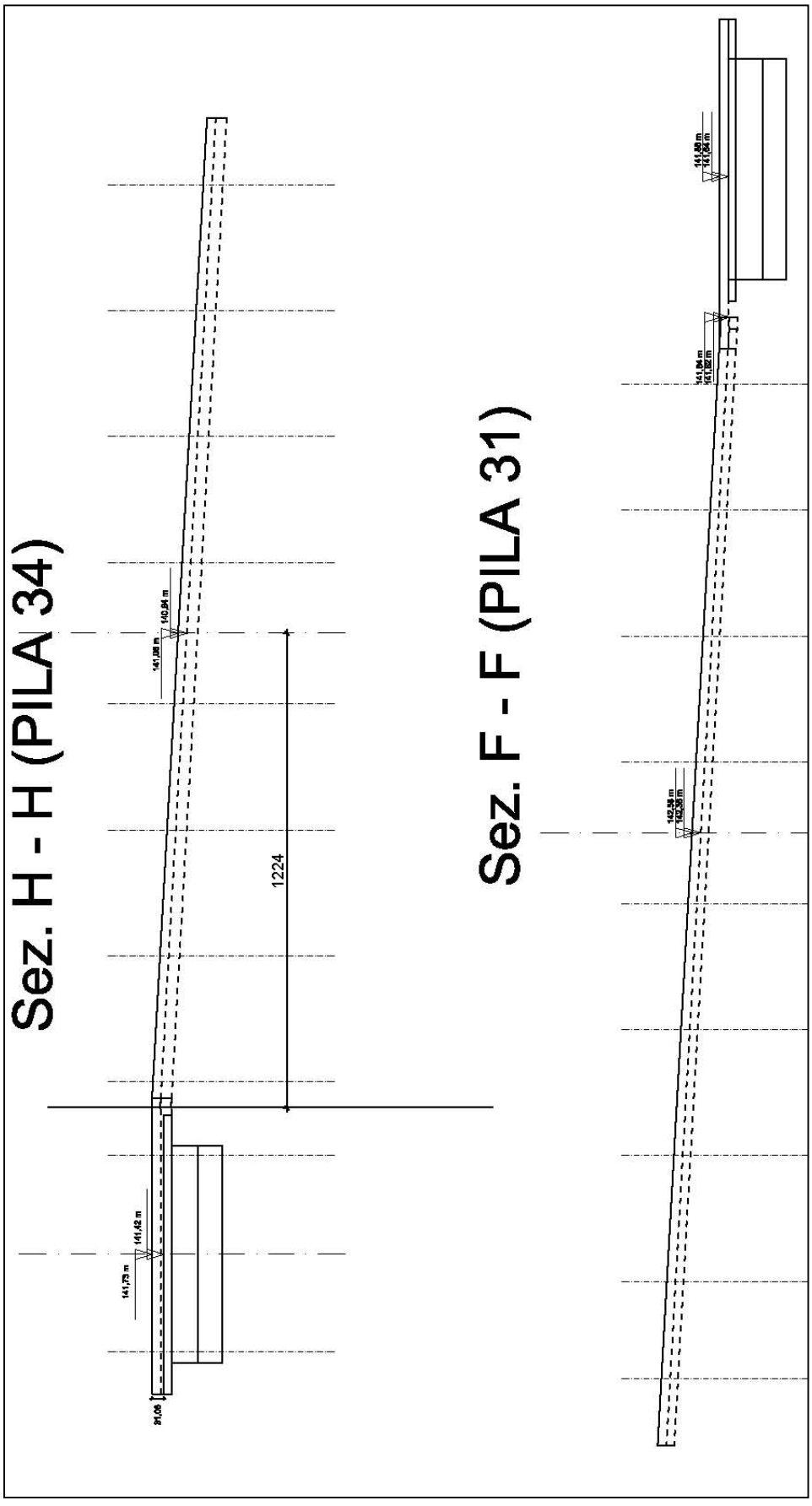


Figura 5-22: Profilo schematico dell'estradosso allo stato intermedio e di progetto nelle sez H-H e F-F

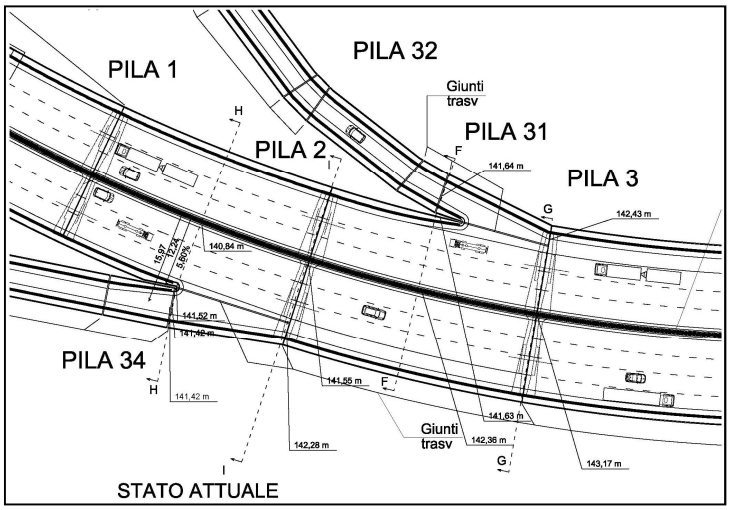


Figura 5-23: Quote zona rampe stato attuale e stato di progetto

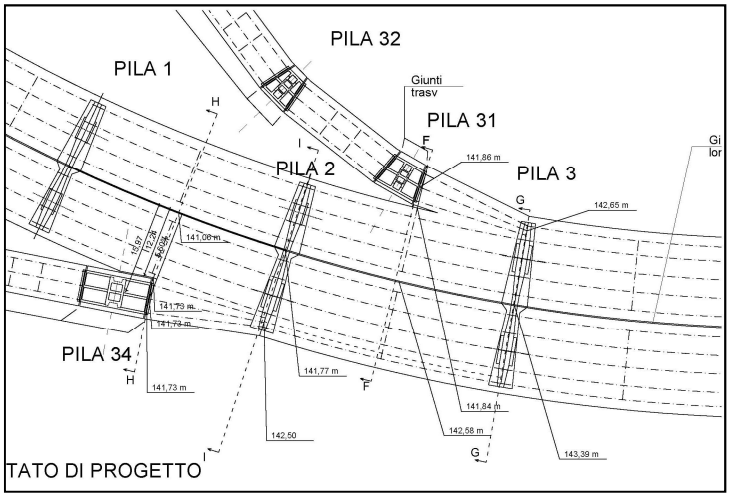


Figura 5-24: Quote zona rampe stato di progetto

8) montaggio elementi accessori: getto dei marciapiedi, installazione dei guard rail e delle reti di protezione, stesura della pavimentazione

CANTIERIZZAZIONE n. 8: ripristino della continuità dei sicurvia centrali tralasciata per deviare il traffico.

Chiusura corsie centrali e ripristino della continuita' del guard rail centrale con relativo ripristino del piano viabile.

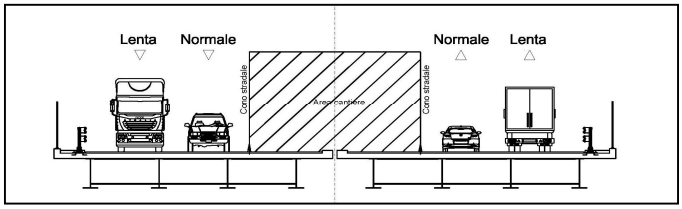


Figura 5-25: Cantierizzazioni n. 8

6 CONCLUSIONI

Il viadotto Arena S. Antonio e le relative rampe, dello svincolo Vomero, assumono un ruolo di fondamentale importanza per la rete viaria di cui fanno parte. Essi infatti appartengono alla principale via di comunicazione della nostra nazione: la rete autostradale. L'importanza di tali costruzioni aumenta se si pensa che l'autostrada in questione è l'A56, un'attraversamento fondamentale per la città di Napoli. Esso infatti, situato a ridosso della città, costituisce una arteria urbana principale e giornalmente è percorsa da ingenti flussi di traffico.

Il lavoro appena presentato, come si è visto, è stato sviluppato in più fasi concentrando l'attenzione su due argomenti principali: la progettazione della sovrastruttura del viadotto Arena S. Antonio e l'adeguamento dell'intera opera nella nuova configurazione. In una prima fase si sono raccolti i dati necessari per raggiungere quello che la norma definisce, e prescrive per i ponti esistenti, un livello di conoscenza accurato (LC3). Questo ci permetterà di applicare un fattore di confidenza FC pari a 1. Pertanto è stato analizzato il materiale in possesso, ricavando quello che viene definito lo "*stato attuale*" della struttura in termini geometrici, di dettagli costruttivi e delle proprietà dei materiali. Grazie, infatti, alle indagini effettuate da ditte private si è potuto definire le proprietà dei materiali, quali il calcestruzzo e le armature presenti nella struttura. Sono stati individuati per il calcestruzzo 5 diversi gruppi (4 per le pile e le zattere ed uno per i pali), mentre per l'acciaio 2 diversi gruppi (Aq60 per i pali e A.L.E. per il resto della struttura).

Nella fase successiva si affronta la progettazione del nuovo impalcato per il viadotto Arena S. Antonio mentre le rampe rimangono allo stato attuale, variando per essi solo gli elementi accessori (prevedendo così dei marciapiedi su entrambi i lati originariamente non presenti). Lo studio ha inizio effettuando, innanzitutto, alcune scelte preliminari:

- sezione trasversale: geometricamente quasi inalterata con due impalcati strutturalmente indipendenti, uno per ogni senso di marcia
- tipologia costruttiva: sistema misto acciaio-cls

- sezione chiusa o aperta: sezione aperta senza controvento inferiore
- nuovo schema statico: trave continua su più appoggi
- nuovo schema di giunti: 2 curve e rettilineo
- nuovo layout dei dispositivi di vincolo (o ddv) per l'intera opera

La prima scelta è alquanto obbligatoria dalla presenza delle rampe e dal resto della tangenziale, infatti per motivi di confort e di sicurezza degli utenti è necessario che la sezione della strada prosegua con modeste modifiche anche in corrispondenza del ponte. La seconda scelta deriva da considerazioni economiche e tecnico-pratiche. Ogni tipologia costruttiva, infatti, ha un range di luce economicamente conveniente e per il sistema misto va dai 30 m ai 50-60 m. Inoltre esso prevede una versatilità di montaggio ed esecuzione dei collegamenti in opera (saldati, bullonati o entrambi). La terza deriva da considerazioni economiche, visto che, con le luci in gioco, il comportamento statico flessionale risulta economicamente conveniente rispetto a quello torsionale (dato dalla presenza del controvento inferiore). In tal caso l'eventuale eccentricità di carico si traduce in un incremento di flessione sulla trave di bordo. La quarta ha lo scopo di migliorare il confort e la sicurezza degli utenti. Più precisamente si ha l'adozione di un sistema alternativo rispetto a quello esistente: da travi semplicemente appoggiati in c.a.p. a trave continua in sistema misto acciaio-cls. La quinta ha lo scopo di migliorare la risposta in presenza di sisma. Il nuovo schema di giunti tecnici ha comportato una nuova configurazione geometrica dell'impalcato per la curva a sinistra. La sesta, ed ultima, prevede una nuova disposizione (o layout) dei dispositivi di vincolo per il viadotto Arena S. Antonio, predisponendo per le curve la "*disposizione radiale*" allo scopo di favorire la "*deformata naturale*" ovvero relativa a ritiro e alla variazione termica. Per le rampe, in questa fase, rimangono i dispositivi in gomma armata presenti originariamente.

Mirando l'attenzione al tratto in rettilineo, attraverso un dimensionamento di massima, si è passato al progetto dei vari elementi costituenti il nuovo impalcato (travi, traversi, soletta), i nuovi dispositivi di vincolo e la scelta dei materiali. Esso è stato affrontato mediante lo studio degli effetti locali per la soletta e degli effetti globali per le travi longitudinali. Determinata, infatti, la sezione trasversale e quindi gli interassi delle travi longitudinali, gli elementi accessori e la loro disposizione (imperm, pav, sicurvia, rete di protez, marciapiedi), da una prima analisi dei carichi si determina lo spessore

della soletta e successivamente il dimensionamento dei dispositivi di vincolo. Dopo, attraverso i vincoli progettuali (quote estradosso pulvino e piano stradale), si determina l'altezza utile delle travi principali. L'altezza a sua volta sarà necessaria per la determinazione degli spessori delle travi.

Determinati i vari elementi, è stata effettuata la modellazione, l'analisi e le opportune verifiche separatamente per gli effetti locali e per gli effetti globali. Per quanto riguarda la modellazione mentre per gli effetti locali si considera un trave su più appoggi, per gli effetti globali si considera un modello FEM 3D. Negli effetti locali si è tenuto conto della diffusione delle impronte di carico nello spessore della soletta (diffusione a 45° fino al piano medio della soletta), dell'effetto piastra per carichi concentrati (diffusione orizzontale del carico concentrato di 45°) e degli incrementi dinamici in prossimità delle discontinuità strutturali effettuando un analisi elastica lineare per carichi permanenti e variabili da traffico sia in zona 2 (lontano estremità) che in zona 1 (estremità). Negli effetti globali, invece si è tenuto conto delle fasi costruttive (FASI I, II, III) a cui è soggetto l'impalcato in questione, della viscosità e del ritiro utilizzando l'analisi non lineare per stadi costruttivi (metodo di Morsch e e metodo del valore ridotto del modulo). Inoltre per essa si eseguono le analisi per carichi in movimento per le azioni variabili da traffico e analisi elastici lineari per carichi permanenti, vento, acc/fren, variaz. termiche. Mentre il programma di calcolo provvede, tramite la determinazione delle linee di influenza, a determinare gli effetti massimi lungo lo sviluppo longitudinale, trasversalmente devono essere utilizzati manualmente le disposizioni più gravose.

A seguire è stata effettuata la verifica delle ipotesi di Courbon-Engesser con due alternative:

1. direttamente sul modello con un analisi elastica lineare
2. tramite il parametro adimensionale di Homberg, analiticamente.

Combinate fra di loro le varie azioni di progetto, determinando così le matrici di combinazione, si ricavano gli inviluppi relativi ai singoli effetti (locali e globali) e successivamente si eseguono le relative verifiche. Per le verifiche globali si ricorda che bisogna considerare le fasi costruttive dell'impalcato pertanto le verifiche devono essere eseguite in fase I, a breve termine (fase I + fase II) e a lungo termine (fase I + fase III).

Le verifiche locali consistono in verifiche di resistenza allo SLU, tensionali e di fessurazione allo SLE (sia per zone 1 che 2), mentre le verifiche globali consistono nelle verifiche di resistenza allo SLU, verifiche dei pioli Nelson, verifiche di stabilità all'imbozzamento, verifiche degli apparecchi d'appoggio e verifiche dei giunti di dilatazione.

Terminata la progettazione dell'impalcato e dei dispositivi di vincolo per il tratto in questione, estendendo i risultati all'intero viadotto (considerando una trave in più per i le corsie di accelerazione/decelerazione con i relativi traversi, tre travi in più per il tratto di rampa solidarizzato alla curva sinistra con i relativi traversi), con la nuova configurazione si è passati all'adeguamento sismico vero e proprio. Si ricorda che le rampe permangono nello stato attuale, variando per essi solo gli elementi accessori. Si effettua, innanzitutto, una prima analisi sismica ed una prima verifica della vulnerabilità mediante l'elaborazione di un modello globale tridimensionale agli elementi finiti, caratterizzando i vari materiali con le caratteristiche fisico-meccaniche ricavate dalle indagini diagnostiche. Constatato che le pile non rispondevano ai requisiti di sicurezza della vigente normativa, si è passati alla scelta della strategia da applicare per l'adeguamento sismico. La soluzione ottimale è stata individuata nell'isolamento sismico, mediante isolatori elastomerici con nucleo in piombo, e nell'adozione di incamiciature in c.a.

La "*strategia dell'isolamento sismico*" è una soluzione tipicamente adottata per ponti "nuovi" aventi pile "tozze". A causa della loro elevata rigidezza, le pile (con comportamento fragile e poco flessibile) causano periodi propri molto bassi tanto da essere nella zona delle accelerazioni sismiche più alte dello spettro. Grazie all'applicazione degli isolatori il periodo proprio della struttura cresce, abbattendo le accelerazioni a discapito di un aumento degli spostamenti. Un ulteriore abbassamento delle accelerazioni si ottiene aumentando lo smorzamento. Nel caso in esame, ponte con pile "alte" e "snelle", tale strategia, grazie al disaccoppiamento della sovrastruttura dalla sottostruttura, permette di mantenere su valori bassi le forze che l'impalcato trasmette alla sommità delle pile. Pertanto le pile, elementi vulnerabili in un ponte, sono soggetti a minori forze d'inerzia, queste dovute al proprio peso e alle forze derivate dall'impalcato tramite i dispositivi. La strategia, inotre, ha permesso

interventi ridotti ad ognuna di esse (rinforzo tramite incamiciatura in c.a. da 20 cm), lasciando inoltre invariate le fondazioni indirette.

Il nucleo in piombo, a differenza degli isolatori normali, associa alle funzioni principali del dispositivo (sostegno dei carichi verticali data l'elevata rigidezza verticale e disaccoppiamento del moto nel piano orizzontale data invece da un bassissima rigidezza), quelle di maggiore dissipazione di energia durante il sisma, abbassando ulteriormente gli spostamenti e le forze a parità di rigidezza. Essi, inoltre, sono un ottima soluzione di vincolo laterale per carichi orizzontali di servizio (non sismici) quali vento, variazioni termiche e accelerazione/frenamento.

Effettuata in un primo momento un analisi dei carichi in gioco (permanenti strutturali e non), definito lo spettro di progetto, si passa al dimensionamento di massima dei dispositivi. Verificata a tal punto la prossimità del centro di massa al centro di rigidezza al fine di ridurre eventuali effetti negativi prodotti dai modi di vibrare torsionali (estremamente dannosi e pericolosi per gli isolatori che reagirebbero in maniera diversa in base alla distanza dal centro delle rigidezze) si provvede all'inserimento degli stessi nel modello globale tridimensionale agli elementi finiti. Così facendo, scelti i materiali per il rinforzo, definita l'azione sismica di progetto mediante accelerogrammi spettrocompatibili (ovvero rappresentativi dello spettro di risposta adottato nella progettazione), definiti i relativi gruppi di accelerogrammi e prendendo come riferimento la sezione di base delle pile (quella più sollecitata), si è effettuata la ricerca, in maniera iterativa, delle dimensioni dei rinforzi delle pile tramite *analisi FNA*. Tale analisi, progettata per sistemi strutturali che sono prevalentemente elastici lineari ma che hanno un numero limitato di elementi predefiniti non lineari (come ad esempio strutture isolate con isolatori elasto-plastici), si presta bene in questa prima fase di ricerca delle dimensioni del rinforzo, offrendo un notevole risparmio computazionale rispetto all'analisi rigorosa (time history ad integrazione diretta). L'analisi *FNA*, però, non tiene conto degli effetti P-Delta, i quali saranno messi in conto in un ultima analisi, tramite l'analisi rigorosa. Qualsiasi sia l'analisi dinamica non lineare effettuata (FNA o Time History ad integrazione diretta), le opportune combinazioni fra le azioni, previste dalla normativa, vengono messe in conto effettuanto dapprima un'analisi per carichi gravitazionali (rispettivamente FNA o statica non lineare) e successivamente continuando dalla precedente con un'altra

analisi per i carichi sismici (rispettivamente FNA o Time History ad integrazione diretta. Nella modellazione del caso in esame si è tenuto conto inoltre della fessurazione delle pile e dell'impalcato. Considerato il telaio dell'allineamento 5 come telaio di riferimento, sono state effettuate le opportune verifiche: verifica di resistenza del telaio (pile rinforzate e pulvino), della fondazione indiretta (zattera e palificata), verifica dei dispositivi antisismici ai carichi verticali ed orizzontali (legge forza/spostamento orizzontale), verifica degli spostamenti trasversali allo SLV per evitare fenomeni di martellamento degli impalcati, verifica allo stato limite di servizio (non sismico).

Infine, si è passati alla definizione dei cantieri, della loro successione, degli interventi operativi nei singoli cantieri (adeguamento pile, ripristino zone ammalorate) compreso lo smontaggio e il montaggio del nuovo impalcato e la sostituzione dei dispositivi di vincolo con i dispositivi antisismici; la definizione degli interventi di adeguamento per le rampe ed infine della viabilità provvisoria da rispettare durante l'esecuzione degli interventi.

Ulteriori approfondimenti meriterebbero gli argomenti di seguito elencati e descritti in maniera del tutto generica per una maggiore completezza:

1) Verifica degli spostamenti dei dispositivi allo stato limite di collasso (SLC).
   Un affidabilità maggiore si richiede ai dispositivi d'isolamento i quali devono essere in grado di sostenere gli spostamenti allo SLC senza subire rotture. La norma infatti prevede:

   "I dispositivi del sistema d'isolamento debbono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti d2 , valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per lo SLC, Nel caso di sistemi a comportamento non lineare, allo spostamento ottenuto con l'azione sismica detta, occorre aggiungere il maggiore tra lo spostamento residuo allo SLD e il 50% dello spostamento corrispondente all'annullamento della forza, seguendo il ramo di scarico a partire dal punto di massimo spostamento raggiunto allo SLD" [§ 7.10.6.2.2 - NTC 2008].

"Lo spostamento d2, che definisce lo spostamento di riferimento per la verifica dei dispositivi di isolamento, è prodotto da un terremoto di intensità superiore all'intensità del terremoto per il quale vengono progettate le strutture allo SLV e forma spettrale diversa. Ciò implica la necessità di ripetere il calcolo, anche in caso di analisi dinamica lineare" [§ C7.10.6.2.2 - NTC 2008].

Come già descritto nel paragrafo 4.10.4.1 gli spostamenti oggetto di tale verifiche devono comprendere gli effetti della temperatura nella misura del 50% e degli effetti a lungo termine come ritiro e viscosità (quest'ultima da applicare a quelle azioni che produco effetti: carichi permanenti e ritiro). Più precisamente lo spostamento totale sarà dato da:

$$d\_tot = dE+dG+0,5*dT$$

dove

dE spostamento sismico

dG spostamento dovuto ai carichi perm. (compreso viscosità)

dT spostamento dovuto alle variazioni termiche

Pertanto le analisi da eseguire vengono descritte brevemente nelle tabelle successive

		1° Caso	2° Caso	3° Caso
analisi statica non lineare		G1	G1	G1
		G2	G2	G2
			termica unif(+)	termica unif(-)
analisi dinamica non lineare	SLC	sisma GR1	sisma GR1	sisma GR1
		sisma GR2	sisma GR2	sisma GR2
		sisma GR3	sisma GR3	sisma GR3
	SLV	sisma GR1	sisma GR1	sisma GR1
		sisma GR2	sisma GR2	sisma GR2
		sisma GR3	sisma GR3	sisma GR3

Volendo considerate anche gli effetti della viscosità e del ritiro, i quali sono da scontare solo dal sistema misto acciaio-cls, bisognerebbe rieseguire le analisi variando il modulo elastico (per la soletta) e applicando il modello di Morsh per il ritiro.

		4° Caso	5° Caso	6° Caso
analisi statica non lineare		G1	G1	G1
		G2 (viscosità)	G2 (viscosità)	G2 (viscosità)
		ritiro (viscosità)	ritiro (viscosità)	ritiro (viscosità)
			termica unif(+)	termica unif(-)
analisi dinamica non lineare	SLC	sisma GR1	sisma GR1	sisma GR1
		sisma GR2	sisma GR2	sisma GR2
		sisma GR3	sisma GR3	sisma GR3
	SLV	sisma GR1	sisma GR1	sisma GR1
		sisma GR2	sisma GR2	sisma GR2
		sisma GR3	sisma GR3	sisma GR3

Con *G1*, *G2* e *G3* i gruppi di accelerogrammi già visti:

GRUPPI:	GR1	1o-2o-3v
	GR2	3o-1o-2v
	GR3	2o-3o-1v

Per quanto riguarda gli effetti della temperatura, bisogna ricordare il diverso comportamento che hanno i dispositivi elastomerici nei confronti delle azioni dinamiche (come quelle sismiche) e delle azioni quasi-statiche (come quelle termiche). Nella figura seguente si può notare il confronto tra i due comportamenti ottenuti in prove a diversa velocità (prova dinamica con input sinusoidale alla frequenza di 0,5 Hz e prova di simulazione della variazione termica alla velocità di 0,05 mm/s.

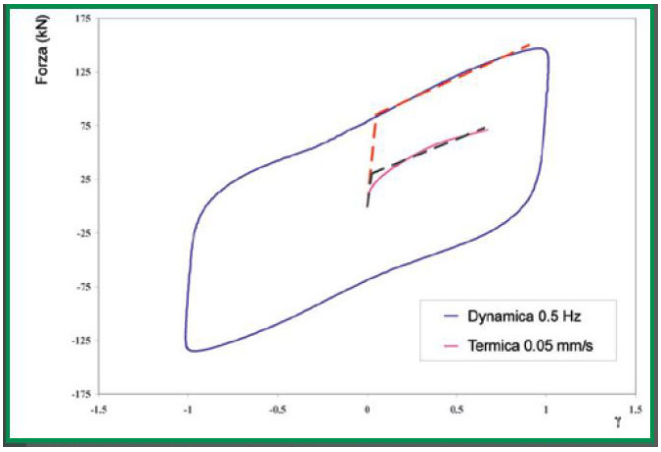


Figura 6-1: Comportamento isolatore azioni dinamiche e quasi statiche termiche

In questa seconda fase di adeguamento sismico, la determinazione delle variazioni termiche si estendono anche alle rampe le quali, rimanendo allo stato attuale, rientrano nella categoria 3 anziché 2 come il viadotto, ovvero impalcati completamente in calcestruzzo: travi a T e soletta in calcestruzzo.

L'inserimento nel modello della variazione del comportamento degli isolatori con la temperatura può essere effettuata tramite "*l'analisi non lineare per stadi costruttivi*", proseguendo successivamente con l'analisi dinamica non lineare come riportato nelle tabelle precedenti. Così facendo vengono inseriti in un primo momento, nell'analisi statica non lineare, dei link rappresentativi del comportamento sopra descritto per poi a fine analisi essere sostituiti con nuovi link con il nuovo comportamento "dinamico". In realtà, la versione a disposizione del programma di calcolo usato, non prevede al momento la sostituzione dei link nell'analisi non lineare pertanto occorre trovare una soluzione alternativa.

2) Verifiche delle limitazioni previste dalla circolare del 2009 al punto C11.9.7 per i dispositivi elastomerici. Di seguito si riporta una copia della stessa normativa:

C11.9.7 ISOLATORI ELASTOMERICI

Sebbene la validità degli isolatori elastomerici venga verificata sperimentalmente, è comunque opportuno che la loro progettazione rispetti le seguenti limitazioni:

- la tensione massima σ_s agente nella generica piastra in acciaio sia non maggiore di

$$\sigma_s = 1{,}3\ V\ (t_1 + t_2)/(A_r\ t_S),$$

- $\gamma_t \leq 5$
- $\gamma_S \leq \gamma^*/1{,}5 \leq 2$
- Il carico massimo verticale agente sul singolo isolatore dovrà essere inferiore al carico critico V_{cr} diviso per un coefficiente di sicurezza 2,0.

dove:

- t_1 e t_2 sono gli spessori dei due strati di elastomero direttamente a contatto con la piastra t_S è il suo spessore ($t_S \geq 2$mm), deve risultare inferiore alla tensione di snervamento dell'acciaio f_{yk}.
- γ^* è il valore massimo della deformazione di taglio raggiunto nelle prove di qualificazione relative all'efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio, senza segni di rottura.
- A_r è l'area ridotta efficace dell'isolatore calcolata come:

  $A_r = (\varphi - \sin\varphi)D^2/4$ con $\varphi = 2\ \arccos(d_2/D)$ per isolatori circolari di diametro D

  $A_r = \text{Min}\ [(b_x - d_{rftx} - d_{Ex})\cdot(b_y - d_{rfty} - 0{,}3d_{Ey})\ ,\ (b_x - d_{rftx} - 0{,}3d_{Ex})\cdot(b_y - d_{rfty} - d_{Ey})]$ per isolatori rettangolari di lati b_x e b_y e per uno spostamento relativo tra le due facce (superiore e inferiore) degli isolatori, prodotti dalla azione sismica agente nelle direzioni x ed y (d_{Ex},d_{Ey})

- V_{cr} è il carico critico calcolato come:

$$V_{cr} = G_{din} A_r S_1 b_{min}/t_e$$

dove

$b_{min} = \min(b_x, b_y)$ per isolatori rettangolari

$b_{min} = D$ per isolatori circolari.

- $\gamma_c = 1{,}5V/(S_1 G_{din} A_r)$ è la deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dalla compressione;
- $\gamma_s = d_2/t_e$ è la deformazione di taglio dell'elastomero per lo spostamento sismico totale, inclusi gli effetti torsionali;
- $\gamma_\alpha = a^2/2t_i t_e$ è la deformazione di taglio dovuta alla rotazione angolare

  dove:

  $a^2=(\alpha_x b_x^2+ \alpha_y b_y^2)$, con α_x ed α_y che rappresentano le rotazioni rispettivamente attorno alle direzioni x ed y nel caso di un isolatore rettangolare

  $a^2=3\,\alpha D^2/4$ con $\alpha = (\alpha_x^2 + \alpha_y^2)^{1/2}$ nel caso di un isolatore circolare
- $\gamma_t = \gamma_c + \gamma_s + \gamma_\alpha$ deformazione di taglio totale di progetto;
- E_c modulo di compressibilità assiale valutato (in MPa) come

$$E_c = (1/(6G_{din}S_1^2)+4/(3E_b))^{-1};$$

  dove:

  G_{din} modulo di taglio dinamico dell'elastomero;

  E_b modulo di compressibilità volumetrica della gomma, da assumere pari a 2000 MPa in assenza di determinazione diretta;
- d_{rftx}, d_{rfty}: spostamenti relativi tra le due facce (superiore e inferiore) degli isolatori, prodotti dalle azioni di ritiro, fluage, e termiche (ridotte al 50%), ove rilevanti;
- $d_E = \text{Max}\{ [(d_{Ex}+d_{rftx})^2 + (0{,}3d_{Ey}+d_{rfty})^2]^{1/2}, [(0{,}3d_{Ex}+d_{rftx})^2 + (d_{Ey}+d_{rfty})^2]^{1/2} \};$

3) Progetto e verifica dei supporti in carpenteria metallica per i dispositivi antisismici da inserire in tutte le spalle e nelle "stampelle" delle rampe.
4) Progetto e verifiche dei giunti sismici trasversali insieme alla verifica degli spostamenti con l'assenza di fenomeni di martellamento tra impalcato e impalcato e tra impalcato e spalle allo SLV.

   La normativa italiana prevede che i giunti sismici, per un terremoto estremo, possano anche danneggiarsi, infatti lo spostamento totale dato dalla somma di più contributi (come già visto nel §4.10.4.1) viene ricavato considerando il 40% dello spostamento dovuto al sisma a differenza del 100% usato per la verifica degli appoggi.

Come già descritto nel punto 1), visto le luci in gioco, anche qui vale lo stesso discorso per gli effetti della temperatura e degli effetti a lungo termine.

5) Predisposizione di adeguati sistemi di contrasto, idonei a consentire l'eventuale ricentraggio dei dispositivi qualora, a seguito di un sisma, si possano avere spostamenti residui incompatibili con la funzionalità della costruzione e/o con il corretto comportamento del sistema d'isolamento. [7.10.4.1 – NTC e C7.10.4.1 Circolare].

   La capacità di ricentraggio del sistema d'isolamento è un requisito aggiuntivo, legato alla necessità, o, semplicemente l'opportunità di garantire che al termine di un terremoto anche violento il sistema d'isolamento, e quindi la struttura nella sua globalità, presenti spostamenti residui nulli o molto piccoli, in modo da non compromettere la sua efficacia operativa nel caso di scosse successive. [C7.10.2-circolare 2009].

   Come già descritto, nei dispositivi elastomerici è assente tale capacità di ricentramento invece presente nei dispositivi a scorrimento. Pertanto mediante martinetti idraulici applicati ad opportuni sistemi di contrasto si deve intervenire, se necessario, per riportare la configurazione iniziale alterata da eventuali sismi. pertanto è buona norma prevedere dei sistemi di contrasto opportuni.

6) Verifica dell'elasticità delle parti dei dispositivi non impegnate nella funzione dissipativa allo SLV. Come già descritto all'inizio del capitolo delle verifiche, gli elementi di connessione alla struttura (come bulloni, piastre varie, tutti gli elementi costruttivi e le connessioni di un dispositivo perfettamente elastico-plastico ad esclusione degli elementi dissipativi (metallici o altro)) devono essere oggetto di opportune verifiche per garantire la loro elasticità anche durante il sisma. In sostanza tali parti, nelle condizioni di massima sollecitazione, devono rimanere in campo elastico nel rispetto delle norme relative ai materiali di cui sono costituite e comunque con un coefficiente di sicurezza almeno pari a 1,5.

7) Verifiche delle travi di collegamento. In genere i plinti su pali non sono di tipo isolato ma vengono collegati tra di loro mediante travi di collegamento (30x50, 30x60) le quali hanno una funzione principale di assorbire eventuali momenti flettenti dovuti ad erroneo posizionamento dei pali. A tal proposito la normativa prevede [§7.2.5.1 – NTC08]:

"*Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno di fondazione sul piano orizzontale, calcolati come specificato nel § 3.2.5.2, e dei possibili effetti da essi indotti nella sovrastruttura.*

Il requisito si ritiene soddisfatto se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono conservativamente assumere le seguenti azioni assiali:

±0,3 Nsd amax /g per il profilo stratigrafico di tipo B

±0,4 Nsd amax /g per il profilo stratigrafico di tipo C

±0,6 Nsd amax /g per il profilo stratigrafico di tipo D

dove Nsd è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati, e amax è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione: amax = ag·S in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (SS) e dell'amplificazione topografica (ST), di cui al § 3.2.3.2, e ag è l'accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido.

Ai fini dell'applicazione delle precedenti relazioni, il profilo stratigrafico di tipo E è assimilato a quello di tipo C se i terreni posti sul substrato di riferimento sono mediamente addensati (terreni a grana grossa) o mediamente consistenti (terreni a grana fina) e a quello di tipo D se i terreni posti su substrato di riferimento sono scarsamente addensati (terreni a grana grossa) o scarsamente consistenti (terreni a grana fina).

Il collegamento tra le strutture di fondazione non è necessario per profili stratigrafici di tipo A e per siti ricadenti in zona 4.

Travi o piastre di piano possono essere assimilate a elementi di collegamento se realizzate ad una distanza minore o uguale a 1 m dall'intradosso degli elementi di fondazione superficiali o dalla testa dei pali."

8) La norma NTC al punto 7.10.7 prevede delle indicazioni progettuali aggiuntive per quanto riguarda gli aspetti costruttivi, manutenzione e sostituibilità, mentre al

punto 7.10.8 descrive gli accorgimenti specifici in fase di collaudo. Di seguito si riportano per completezza sull'argomento le prescrizioni della norma.

[7.10.7 - NTC]:"*Nell'ambito del progetto si deve redigere un piano di qualità riguardante sia la progettazione dei dispositivi, che la costruzione, la messa in opera, la manutenzione e le relative verifiche analitiche e sperimentali. I documenti di progetto devono indicare i dettagli, le dimensioni e le prescrizioni sulla qualità, come pure eventuali dispositivi di tipo speciale e le tolleranze concernenti la messa in opera. Elementi di elevata importanza, che richiedano particolari controlli durante le fasi di costruzione e messa in opera, devono essere indicati negli elaborati grafici di progetto, insieme alle procedure di controllo da adottare.*

Il piano di qualità deve prevedere, inoltre, la descrizione delle modalità di installazione dei dispositivi durante la fase di costruzione dell'opera da isolare, nonché il programma dei controlli periodici, degli interventi di manutenzione e di sostituzione, durante la vita nominale della struttura, la cui durata deve essere specificata nei documenti di progetto.

Ai fini della durabilità sono rilevanti le differenti proprietà di invecchiamento degli elastomeri (gomme) e dei polimeri termoplastici (teflon), l'azione degradante esercitata dall'ossigeno atmosferico sulle superfici degli elementi di acciaio, le caratteristiche fisiche e chimiche degli adesivi, utilizzati per incollare le lamiere di acciaio alla gomma, e quelle dei polimeri organici del silicio a catena lineare (olii e grassi siliconici), utilizzati nei dispositivi viscosi.

Ai fini della qualità della posa in opera, gli isolatori devono essere installati da personale specializzato, sulla base di un disegno planimetrico recante le coordinate e la quota di ciascun dispositivo, l'entità e la preregolazione degli eventuali dispositivi mobili a rotolamento, le dimensioni delle eventuali nicchie predisposte nei getti di calcestruzzo per accogliere staffe o perni di ancoraggio, le caratteristiche delle malte di spianamento e di sigillatura.

Ai fini della sostituzione degli isolatori, il progetto delle strutture deve prevedere la possibilità di trasferire temporaneamente i carichi verticali dalla sovrastruttura alla sottostruttura per il tramite di martinetti oleodinamici, adiacenti all'isolatore da sostituire. A tale scopo il progetto delle strutture può

prevedere nicchie per l'inserimento dei martinetti tra la sottostruttura e la sovrastruttura ovvero altre disposizioni costruttive equivalenti.

Anche i percorsi, che consentono al personale addetto di raggiungere e di ispezionare gli isolatori, devono essere previsti e riportati sul progetto esecutivo delle strutture portanti e su quello delle eventuali murature di tamponamento, in modo da garantire l'accessibilità al dispositivo da tutti i lati.

Le risultanze delle visite periodiche di controllo devono essere annotate su un apposito documento, che deve essere conservato con il progetto della struttura isolata durante l'intera vita di utilizzazione della costruzione.

[7.10.8 - NTC]: "*Il collaudo statico deve essere effettuato in corso d'opera; al riguardo si segnala che di fondamentale importanza è il controllo della posa in opera dei dispositivi, nel rispetto delle tolleranze e delle modalità di posa prescritte dal progetto, nonché la verifica della completa separazione tra sottostruttura e sovrastruttura e tra quest'ultima ed altre strutture adiacenti, con il rigoroso rispetto delle distanze di separazione previste in progetto.*

Il collaudatore può disporre l'esecuzione di speciali prove per la caratterizzazione dinamica del sistema di isolamento atte a verificare, nei riguardi di azioni di tipo sismico, che le caratteristiche della costruzione corrispondano a quelle attese.

BIBLIOGRAFIA

[1] Goretti A., «Storia sismica.pdf,» [Online]. Available: http://www.procivcorropoli.it/GorettiAbr_Intr_1_Storia%20sismica.pdf.

[2] S. A. C. E. Verderame G.M., «Le proprietà meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate negli anni ’60, Dipartimento di Analisi e Progettazione Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II, Italy,» in *L’ingegneria Sismica in Italia,*, 2001.

[3] Belli A., Dispense del corso di teoria e progetto di ponti, Tep, 2010.

[4] G. N. Dezi L., Strutture composte, Flaccovio.

[5] D. I. G. S. M. D. I. V. M. Prof. Dott. Collepardi M., «Degradazione del calcestruzzo provocata,» in *Atti delle "giornate A.I.C.A.P 1975" Sanremo 2-5 ottobre 1975*, Sanremo, 1975.

[6] Petrangeli M. P., Progettazione e costruzione di ponti, Milano: Masson, 1998.

[7] Matildi P. Mele M., Impalcati A Piastra Ortotropa E Impalcati Misti, Italsider, 1972.

[8] e. a. Croce P., Guidebook 2 - Design of Bridge, Czech Technical University in Prague.

[9] B. E. C. P. C. P. D. L. D. S. F. M. F. R. Bouassida Y., JRC Scientific and Technical Reports Bridge Design to Eurocodes - Worked examples, Publications Office of the European Union, 2010.

[10] Bajetti V., Utilizzo di impalcati a struttura mista nella riabilitazione di ponti in c.a. e c.a.p.: il caso Baricelle, Tesi di Laurea Università Roma Tre.

[11] Cantelli N., Analisi statica e sismica di un ponte con impalcato a struttura mista, Tesi di Laurea Università di Bologna.

[12] C. Messina, L'impalcato dei ponti, Alinea Editrice, 1984.

[13] Aicap, Progettazione di strutture in calcestruzzo armato – Guida all’uso dell’eurocodice 2 con riferimento al DM 14/1/2008, volume 1 e 2., Edizione

Pubblicemento, 2008.

[14] Nunziata V., Teoria e pratica delle strutture in cemento armato Vol. I, Dario Flaccovio, 2001.

[15] Nunziata V., Teoria e pratica delle strutture in acciaio, III ed., Dario Flaccovio, 2011.

[16] Alga, «ALGAPOT – Appoggi a disco elastomerico – POT bearings.pdf,» [Online]. Available: http://www.alga.it/backend/frontend/base/downloads.

[17] Alga, «ALGAFLEX TM – giunti in gomma armat e acciaio – steel rubber joints.pdf,» [Online]. Available: http://www.alga.it/backend/frontend/base/downloads.

[18] Lucchesi D., «Criteri di progettazione antisismica, Master in Progettazione Esecuzione e Controllo di Costruzioni in Zona Sismica,» Università Di Pisa.

[19] F. Industriale, «Dispositivi antisismici,» [Online]. Available: http://www.fipinsustriale.it.

[20] Alga, «ALGASISM HDRB LRB – Isolatori in gomma e gomma piombo.pdf,» [Online]. Available: http://www.alga.it/backend/frontend/base/downloads.

[21] F. Industriale, «Isolatori elastomerici,» [Online]. Available: http://www.fipinsustriale.it.

[22] F. Industriale, «Isolatori elastomerici con nucleo in piombo,» [Online]. Available: http://www.fipinsustriale.it.

[23] I. Computers and Structures, CSI Analysis Reference Manual for Sap2000, 2009.

[24] F. Italia, «Inghisaggio di barre d'armatura,» [Online]. Available: http://www.fischeritalia.it/.

[25] Nunziata V., Teoria e pratica delle strutture in cemento armato, Vol. II, Dario Flaccovio, 2004.

[26] Viggiani C., Fondazioni, Hevelius, 1999.

[27] Beconcini M.L., Costruzioni in zona sismica, Plus, 2009.

[28] Marioni P., «I viadotti Rio Gozzo e San Lorenzo sull'autostrada dei Fiori,» 2011. [Online].

[29] Harpaceas, *Analisi dinamica non lineare del ponte "primo sole" sul fiume Simeto,*.

[30] I. P. P. R. Grimaldi R., *Asse viario Marche-Umbria: Progettazione delle opere d'arte e ottimizzazione del comportamento strutturale in presenza di azioni sismiche - Progin S.p.a.*

[31] P. A. P. T. M. E. F. Nati G., *Viadotto asse mediano sistema di isolamento sismico per il nuovo cavalca ferrovia posto in corrispondenza della stazione A.V. Campania Afragola.*

[32] «Gli isolatori elastomerici armati,» [Online]. Available: http://www-old.disg.uniroma1.it/servizi/iso/02.htm.